



# Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

## CÁLCULO DE DUCTILIDAD EN PILAS DE CONCRETO REFORZADO DE PUENTES COMUNES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

P R E S E N T A

**GABRIEL MENDOZA GARCÍA**

DIRECTOR DE TESIS: **DRA. MARÍA DE LA CONSOLACIÓN GÓMEZ  
SOBERÓN**

MÉXICO, D. F.

JULIO DE 2014

A mi madre  
Eduarda García Mancilla

A mi hijo  
Axell Gabriel Mendoza Martínez

A mi esposa  
Margarita Martínez Ruiz

A mis hermanos  
José Luis y Víctor

# AGRADECIMIENTO

Quiero expresar un gran sentimiento de gratitud a las personas e instituciones que de alguna manera permitieron la realización de este trabajo de tesis.

En primer lugar agradezco a la Dra. María de la Consolación Gómez Soberón por el apoyo brindado como directora de tesis durante el tiempo que tomo el desarrollo de la misma.

Agradezco al Dr. Luciano Fernández Sola y al Dr. Héctor Sánchez Sánchez por su amable e incondicional ayuda con respecto a las sugerencias y comentarios derivados de la revisión exhaustiva de la tesis.

Agradezco a todos y cada uno de mis profesores de Posgrado en Ingeniería Estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana, por ofrecer una educación de calidad que me ha permitido desarrollar como profesional.

Por último agradezco a mis amigos y colegas que alguna vez me motivaron para estudiar una Maestría en Ingeniería Estructural. M.I. Julio César Osorio Santiago, M.I. René Riaño Sandoval, M.I. Víctor Hugo Salinas Vallejo, M.I. Julio Arteaga Ángeles, Ing. Esp. Óscar Aguilar González, Ing. Juan José Cruz Martínez, Ing. Rodrigo Garay Medina.

# ÍNDICE

<b>ÍNDICE.....</b>	<b>I</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>V</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>VII</b>
 <b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. DEFINICIÓN DE UN PUENTE .....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	3
1.4. PROCEDIMIENTO .....	4
1.5. DISTRIBUCIÓN DE LA TESIS.....	4
 <b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>ANTECEDENTES.....</b>	<b>6</b>
2.1 ESTUDIOS EXPERIMENTALES .....	8
2.2 ESTUDIOS ANALÍTICOS .....	11
2.3 LECCIONES DE SISMOS OCURRIDOS EN MÉXICO.....	12
 <b>CAPÍTULO 3</b>	
<b>MARCO CONCEPTUAL.....</b>	<b>14</b>
3.1 DEFINICIÓN DE DUCTILIDAD .....	14
3.2 ESTIMACIÓN DE DUCTILIDAD.....	15
3.2.1. Federal Emergency Management and Agency FEMA 440 .....	15
3.2.2. Caltrans 2010 .....	17
3.2.3. AASHTO estándar 2002.....	20
3.2.4. Comisión Federal de Electricidad (CFE 2008).....	21
3.2.5. Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT 2005) .....	23



## CAPÍTULO 4

<b>CRITERIOS DE DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE PILAS.....</b>	<b>25</b>
4.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....	25
4.1.1. Peligro sísmico.....	25
4.1.2. Estructuración y elección de tipos de pilas.....	26
4.1.3. Rigidez efectiva.....	26
4.1.4. Amortiguamiento.....	28
4.2. TIPOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	29
4.2.1. Análisis Estático Lineal.....	29
4.2.2. Análisis Dinámico Lineal.....	29
4.2.3. Análisis Estático No Lineal.....	30
4.2.4. Análisis Tiempo Historia.....	30
4.2.5. Análisis de segundo Orden.....	30
4.2.6. Análisis por sismo vertical simplificado.....	32
4.3. COMBINACIONES DE CARGAS .....	32
4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILAS.....	34
4.4.1. Materiales.....	34
4.4.2. Diseño por flexo-compresión.....	34
4.4.3. Diseño por cortante .....	36
4.4.4. Adherencia.....	37
4.4.5. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal.....	37
4.4.6. Porcentajes de acero de refuerzo transversal.....	38
4.4.7. Confinamiento en zonas de articulación plásticas de acuerdo a AASHTO LRFD.....	40
4.4.8. Relación de esbeltez .....	42
4.4.9. Recubrimientos.....	42
4.5. EJEMPLO DE DISEÑO .....	42
4.5.1. Análisis Unimodal.....	44
4.5.2. Diseño por flexocompresión .....	46
4.5.3. Diseño por cortante .....	48

## **CAPÍTULO 5**

<b>CÁLCULO DE DUCTILIDAD MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....</b>	<b>52</b>
5.1. ALCANCES Y LIMITACIONES DE LOS MODELOS ESTUDIADOS .....	54
5.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	55
5.3. MOMENTO CURVATURA IDEALIZADA.....	58
5.4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL TIPO CALTRANS .....	58
5.5. CÁLCULO DE DUCTILIDAD PARA ELEMENTO EN CURVATURA SIMPLE .....	59
5.6. CÁLCULO DE DUCTILIDAD PARA ELEMENTO EN CURVATURA DOBLE .....	64
5.7. DIFERENCIA ENTRE DUCTILIDAD DE UN ELEMENTO Y DUCTILIDAD DE UNA ESTRUCTURA.....	68
5.8. INTERPRETACIÓN DE MODELOS Y RESULTADOS.....	69

## **CAPÍTULO 6**

<b>CÁLCULO DE DUCTILIDAD MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....</b>	<b>71</b>
6.1. MODELO DE TAKEDA .....	71
6.2. ELECCIÓN DE SISMOS FUERTES .....	73
6.3. ESCALADO DE ACELEROGRAMAS.....	74
6.4. ELABORACIÓN DE MODELO .....	77
6.5. RESULTADOS Y CÁLCULO DEMANDA DE DUCTILIDAD .....	79

## **CAPÍTULO 7**

<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>85</b>
--------------------------	-----------

<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>90</b>
-------------------------	-----------

<b>APÉNDICE A. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE PILAS.....</b>	<b>92</b>
---	-----------

A.1. INTRODUCCIÓN .....	92
A.2. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-01.....	92
A.3. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-02.....	94
A.4. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-03.....	96
A.5. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-04.....	97
A.6. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-05.....	98

A.7. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-06.....	99
<b>APÉNDICE B. CURVAS DE CAPACIDAD DE PILAS .....</b>	<b>100</b>
B.1. INTRODUCCIÓN .....	100
B.2. CURVAS DE CAPACIDAD DEL MODELO M-01 .....	100
B.3. CURVAS DE CAPACIDAD DEL MODELO M-02 .....	100
B.4. CURVAS DE CAPACIDAD DEL MODELO M-03 .....	101
B.5. CURVAS DE CAPACIDAD DEL MODELO M-04 .....	101
B.6. CURVAS DE CAPACIDAD DEL MODELO M-05 .....	101
B.7. CURVAS DE CAPACIDAD DEL MODELO M-06 .....	102
<b>APÉNDICE C. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE PILAS.....</b>	<b>103</b>
C.1. INTRODUCCIÓN .....	103
C.2. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DEL MODELO M-01 .....	103
C.3. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DEL MODELO M-02 .....	105
C.4. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DEL MODELO M-03 .....	107
C.5. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DEL MODELO M-04 .....	109
C.6. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DEL MODELO M-05 .....	110
C.7. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DEL MODELO M-06 .....	112

# LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Puente estructurado con trabes tipo Nebraska .....	2
Figura 2.1. Elevación general típica de un puente carretero .....	6
Figura 2.2. Modelo de Cargas Vivas IMT 66.5 .....	7
Figura 2.3. Curvas de histéresis de pilas de puentes (Restrepo et al 2003).....	9
Figura 2.4. Ductilidad en pilas de sección hueca (Yeh et al 2001) .....	10
Figura 3.1. Curva de capacidad simplificada (FEMA 440) .....	16
Figura 3.2. Curvaturas en pilas de concreto reforzado (Caltrans 2010).....	18
Figura 3.3. Deformación de marcos según tipo de suelo (Caltras 2010).....	19
Figura 4.1. Espectro de diseño en roca, Sta.María Huatulco Oaxaca (CFE-2008) .....	26
Figura 4.2. Espectro característico de diseño (CFE-1993) .....	26
Figura 4.3. Gráficas para el cálculo de inercia agrietada .....	27
Figura 4.4. Influencia de efectos P-delta en resistencia por fuerza lateral (Priestley 1998) .....	32
Figura 4.5. Carga y momento estático para sismo vertical.....	33
Figura 4.6. Diagrama de interacción típica de columnas (G. Cuevas 2001) .....	34
Figura 4.7. Confinamiento típico de una columna rectangular hueca .....	40
Figura 4.8. Geometría en elevación de puente en estudio .....	43
Figura 4.9. Sección transversal tipo de pilas .....	44
Figura 4.10. Diagrama de interacción de pila eje extremo M-01 .....	47
Figura 4.11. Resumen de distribución de refuerzo.....	50
Figura 5.1. Gráfica carga-deformación.....	53
Figura 5.2. Esquema general de los modelos de puentes utilizados.....	56
Figura 5.3. Curvas esfuerzo deformación de acero y concreto .....	57
Figura 5.4. Diagrama momento curvatura de un elemento de concreto reforzado.....	57
Figura 5.5. Sección transversal de pila eje extremo del modelo M-01 .....	60
Figura 5.6. Diagrama momento curvatura de pila eje extremo del M-01.....	60
Figura 5.7. Curva de capacidad obtenido con el procedimiento Caltrans del M-01.....	62
Figura 5.8. Puente generado para el modelo M-01 en SAP2000.....	62

Figura 5.9. Curva de capacidad obtenido con el SAP2000 del M-01 .....	63
Figura 5.10. Mecanismo de colapso obtenido para el modelo M-01 .....	63
Figura 5.11. Configuración de pilas para el modelo M-03 .....	64
Figura 5.12. Diagrama momento curvatura de pila eje extremo del M-03 .....	64
Figura 5.13. Curva de capacidad obtenido con el procedimiento Caltrans del M-03 .....	66
Figura 5.14. Puente generado para el modelo M-03 en SAP2000 .....	66
Figura 5.15. Curva de capacidad obtenido con el SAP2000 del M-03.....	67
Figura 5.16. Comparación de curvas de capacidad.....	68
Figura 5.17. Mecanismo de colapso de modelo M-03.....	68
Figura 6.1. Experimento de pilas concreto reforzado de sección circular hueca.....	72
Figura 6.2. Comparación de curva de comportamiento experimental vs simulación analítica (Priestley <i>et al</i> 2006).....	72
Figura 6.3. Modelo de Takeda Modificado (J. Athol 2003) .....	73
Figura 6.4. Acelerogramas de sismos seleccionados para el análisis paso a paso.....	75
Figura 6.5. Espectro de sitio calculado.....	76
Figura 6.5. Respuesta estructural de pila eje extremo modelo M-01.....	77
Figura 6.7. Modelo generado con el programa Ruaumoko.....	78
Figura 6.8. Lectura de acelerograma para el Modelo M-01.....	78
Figura 6.10. Verificación de periodos calculados .....	79
Figura 6.11. Curvas de comportamiento de la pila eje extremo del modelo M-01 .....	80
Figura 6.12. Curvas de comportamiento de la pila eje central del modelo M-01.....	80

# LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Ductilidad en pilas de sección circular (Wang y otros, 2008).....	11
Tabla 3.1. Rotaciones permisibles para modelos no lineales (FEMA 440).....	17
Tabla 3.2. Ductilidad en pilas (Caltrans 2010).....	20
Tabla 3.3. Ductilidad para diferentes tipos de pilas AASHTO estándar y AASHTO LRFD).....	21
Tabla 3.4. Demandas de ductilidades máximas en pilas de puentes CFE-2008.....	22
Tabla 3.5. Factores de ductilidad en pilas de puentes SCT-2005.....	23
Tabla 4.1. Momentos de inercia efectiva (Paulay 1978).....	28
Tabla 4.2. Momentos de inercia efectiva (FEMA 440).....	28
Tabla 4.3. Verificación de efectos P-delta.....	31
Tabla 4.4. Recubrimientos mínimos (AASHTO LRFD).....	43
Tabla 4.5. Periodos fundamentales del modelo M-01.....	46
Tabla 4.6. Resumen de refuerzo longitudinal obtenido para todos los modelos.....	51
Tabla 4.6. Resumen de refuerzo transversal para modelos M-03 al M-06.....	51
Tabla 5.1. Modelos estudiados.....	55
Tabla 5.2. Desplazamientos y cortantes para el modelo M-01.....	62
Tabla 5.3. Desplazamientos y cortantes para el modelo M-01 con SAP2000.....	63
Tabla 5.4. Desplazamientos y cortantes para el modelo M-03.....	66
Tabla 5.5. Desplazamientos y cortantes para el modelo M-03 con SAP2000.....	66
Tabla 5.6. Desplazamientos y cortantes del modelo M-03 con Caltrans modificado.....	66
Tabla 5.6. Resumen de ductilidades calculadas.....	69
Tabla 6.1. Sismos seleccionados para el ADNL.....	74
Tabla 6.2. Factores de escala de los Sismos seleccionados para el ADNL.....	76
Tabla 6.3. Resultados del modelo M-01.....	81
Tabla 6.4. Resultados del modelo M-02.....	82
Tabla 6.5. Resultados del modelo M-03.....	82

Tabla 6.6. Resultados del modelo M-04.....	83
Tabla 6.7. Resultados del modelo M-05.....	83
Tabla 6.8. Resultados del modelo M-06.....	84
Tabla 6.9. Resumen de demandas de ductilidad de Modelos Estudiados .....	84

# CAPÍTULO 1

## Introducción

---

La falla de un puente no siempre se debe a un mal diseño, también implica errores en la supervisión durante la construcción. De igual forma, influyen aspectos previos, antes de la elaboración del proyecto estructural definitivo, como por ejemplo: la mecánica de suelos, el grado de preparación del personal, etc. Por otro lado, los puentes son estructuras en las que todos sus elementos intervienen para definir su comportamiento estructural, es decir, si falla un elemento, muy posiblemente el puente necesitará una reparación o al menos una inspección inmediata para determinar la intensidad de daño; posteriormente se define si su reparación es requerida. Por lo tanto, para que un puente tenga un comportamiento óptimo, se requiere de un grupo de ingenieros con experiencia y preparación para lograr este objetivo.

Esta tesis pretende verificar analíticamente los factores de ductilidad que proponen diferentes documentos utilizados en la práctica profesional de ingeniería de puentes, ya que se dan casos donde se emplean erróneamente. Ejemplos de estas equivocaciones son los colapsos recientes de algunas de estas estructuras por carga sísmica, cuya intensidad ha sido menor que aquélla para la que fueron diseñadas. Entre estos casos se encuentran el Viaducto Cypress y el Puente de la Bahía, en California, dañados durante el sismo de Loma Prieta en 1989; el colapso de seis puentes importantes durante el sismo de Northridge, California, de 1994; además de que recientemente se han registrado algunas fallas y colapsos parciales por concepciones erróneas en el diseño y construcción de estos sistemas. Con todo esto, es claro que existe la necesidad de realizar más estudios sobre el comportamiento estructural de puentes, principalmente ante las acciones externas accidentales como la sísmica.

### **1.1. DEFINICIÓN DE UN PUENTE**

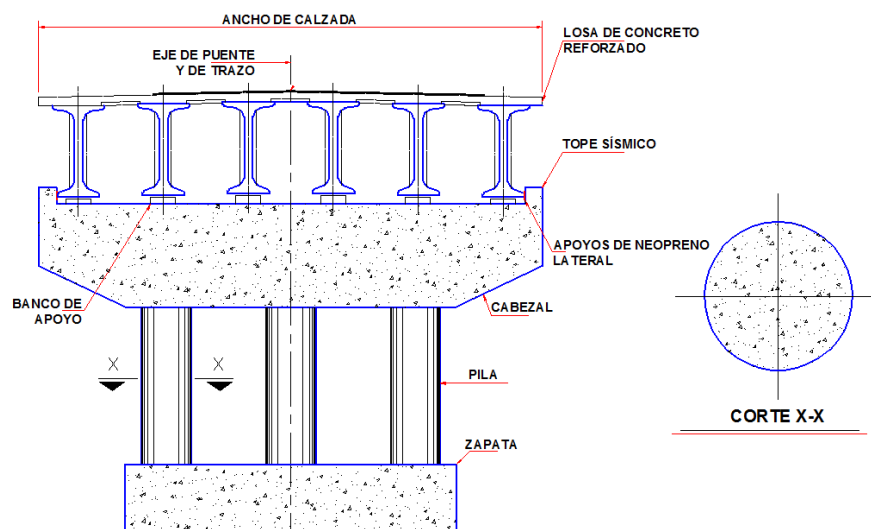
Un puente es una estructura que sirve para pasos vehiculares, su función principal es salvar ríos, embalses, barrancas, etc. Su finalidad en carreteras es conservar una pendiente específica de acuerdo al tipo de camino, el cual, según sus condiciones de apoyo, se clasifica en continuo y discontinuo. Por otra parte, existen los puentes especiales, que se clasifican por sus configuraciones geométricas, proceso constructivo y sistema estructural, que pueden ser:



puentes curvos, puente doble volado, puente empujado, puente acostillado, puente atirantado, puente colgante, etc.

Las partes de un puente se dividen en dos grandes grupos (Manual ANIPPAC 2005). Uno es la superestructura, que es toda parte del puente que se encarga de distribuir las cargas a la subestructura, principalmente son las trabes, losas y elementos primarios y secundarios. El otro grupo es la subestructura, que es toda parte del puente que se encarga de transmitir las cargas del puente al suelo y de sustentar a la superestructura; en forma general son los estribos, las pilas, los pilotes y los apoyos. Se utilizan diferentes configuraciones de puentes que combinan parte o varios de los elementos de la subestructura y superestructura.

El puente es una estructura esquelética en la que toda parte de ella define su comportamiento global, comparado con los edificios, los sistemas no estructurales en puentes no contribuyen en su comportamiento global, aunque sí aportan peso a la estructura. En la figura 1 se muestran las partes de un puente común, incluyendo losa, vigas y cabzal de la superestructura y pilas y zapata de la subestructura.



**Figura 1.** Puente estructurado con trabes tipo Nebraska.

## 1.2. JUSTIFICACIÓN

En la actualidad, en el campo de la ingeniería de puentes en México, no se cuenta con un reglamento que indique los parámetros que se deben tomar para diseño y detallado de refuerzo de un puente al ser diseñado con un valor de ductilidad superior a la unidad. Por lo que en

algunos casos se siguen los criterios de diseño de puentes por el reglamento americano AASHTO, así como también la experiencia del diseñador. También, en la literatura no se encontró un documento de investigación sobre ductilidad de puentes en México. Como consulta, el diseñador únicamente cuenta con los documentos de la Comisión Federal de Electricidad, CFE, y recomendaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, que resultan escasos para definir adecuadamente la capacidad de ductilidad de los puentes. Esto quiere decir que hace falta llevar a cabo más investigación al respecto.

Se sabe que gran parte de nuestro país (México) es de alto peligro sísmico (mapa de regionalización sísmica CFE-2008), por lo que aún con más razón se requiere de más investigación para poder entender y demostrar científicamente la problemática que se genera de una mala decisión o criterio al definir la capacidad de ductilidad de un puente.

La finalidad de llevar a cabo ésta investigación es para contribuir a determinar factores de ductilidad de diferentes tipos de puentes y elementos. Además, puede servir de apoyo para detallar el procedimiento que se requiere para estimar estos valores para el diseño sismoresistente de pilas de puentes en general. Aunque se cubre únicamente para puentes comunes, también se pueden realizar procedimientos similares para puentes de tipos especiales, siempre y cuando se tome en cuenta las características propias para cada caso. Al final de la tesis se presenta una amplia lista de referencias para consultas de temas de interés relacionados con esta tesis.

### **1.3. OBJETIVOS**

El objetivo de ésta tesis es calcular factores de ductilidad para diferentes tipos de pilas de puentes carreteros comunes de concreto reforzado, mediante Análisis No lineales que consideran la degradación de rigidez después de la fluencia. Específicamente, se analizan solamente puentes simplemente apoyados y continuos, por ser los más comunes en carreteras. En esta investigación se cubren puentes de pila única por eje y dos o tres pilas por eje, diseñados conforme a la reglamentación AASHTO estándar. Los puentes se han planteado de cuatro claros de 35 m, sumando un total de 140 m. Se proponen varias alturas de pilas y secciones transversales circular sólida, circular hueca, cuadrada sólida, cuadrada hueca o rectangular tipo muro. Estas secciones deberán cumplir con las relaciones de esbeltez, porcentajes mínimos y máximos de aceros de refuerzo, etc., que recomienda la AASHTO estándar.

Dentro de los objetivos particulares se desglosa lo siguiente:

1. Determinar curvas de capacidad para cada modelo de pilas de puentes.

2. Comparar los valores de ductilidad obtenidos en los análisis no lineales con aquellos que recomiendan algunos códigos.
3. Comparar los valores de ductilidad obtenidos con el análisis tipo push-over con los calculados en el análisis no lineal paso a paso.
4. Definir conclusiones, recomendaciones y líneas de trabajos futuros.

#### **1.4. PROCEDIMIENTO**

Los puentes en estudio se considerarán que están desplantados en la zona D según regionalización sísmica de México según CFE. Posteriormente se realizarán modelos de puentes comunes diseñados, según recomendaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte o AASHTO estándar con los requisitos de confinamiento para elementos sujetos a cargas laterales y comprobar resultados de análisis. De los diseños previos se elaborarán modelos analíticos mediante Análisis Estático No Lineal y Análisis Dinámicos No Lineal. A partir de estos modelos se definirá la ductilidad alcanzada por cada configuración de puentes propuesta. Se compararán los resultados obtenidos, mediante una tabla de ayudas de diseño para pilas de concreto reforzado con factores de ductilidad calculados. Finalmente, se definirán conclusiones y recomendaciones al respecto, como también propuestas para investigaciones futuras.

#### **1.5. DISTRIBUCIÓN DE LA TESIS**

La tesis se compone por siete capítulos y que se distribuyen de la siguiente manera:

- En el capítulo 1 se comentan los objetivos fundamentales de la tesis, así también se mencionan la metodología a seguir durante la etapa de la elaboración de la tesis.
- Capítulo 2. Contiene los antecedentes, en esta parte de la tesis se muestran las pruebas experimentales que se han hecho para pilas de concreto reforzado de diferentes tipos de sección, así como también algunos estudios analíticos respecto a ductilidad en pilas de puentes
- Capítulo 3. Se definen los conceptos de ductilidad, además se muestran los valores de ductilidad que recomiendan los diferentes documentos utilizado en la práctica profesional para diseño de pilas de puentes.

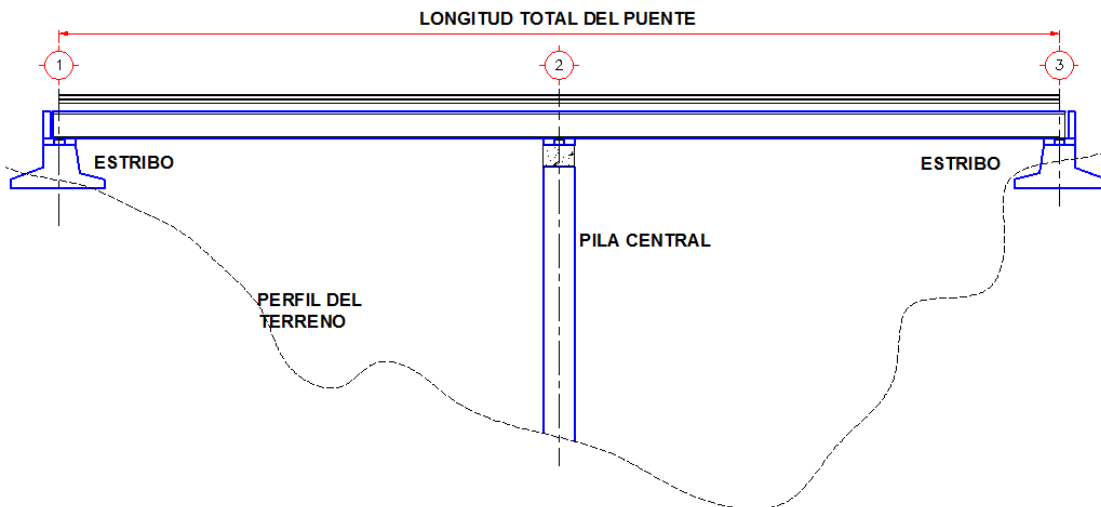
- Capítulo 4. En este capítulo se resumen los diferentes criterios de análisis y diseño estructural de pilas, dentro de las cuales se muestran las recomendaciones para que una pila desarrolle una adecuada ductilidad, así también se muestra un ejemplo de análisis unimodal y otro de diseño por flexo-compresión y diseño por cortante de una pila de sección rectangular hueca.
- Capítulo 5. Es la parte donde se elaboran los Análisis Estático No Lineal con el programa SAP 2000. Por otro lado se desarrolla un ejemplo de cálculo de curva de capacidad elasto-plástica de una pila de curvatura simple y otra pila con curvatura doble, los resultados obtenidos son comparados con el modelo hecho con el SAP 2000. Finalmente se muestran las ductilidades calculadas para todos los modelos estudiados en esta investigación.
- Capítulo 6. Contiene los análisis paso a paso elaborados con el programa Ruaumoko, en este capítulo también se muestran los sismos fuertes seleccionados para llevar a cabo los análisis, con estos análisis se obtuvieron las curvas de histéresis de cada pila y al final se muestran las ductilidades obtenidas con este tipo de análisis
- Capítulo 7. En este capítulo se muestra un resumen de todo el trabajo, conclusiones y algunas propuestas para investigaciones futuras.

# CAPÍTULO 2

## Antecedentes

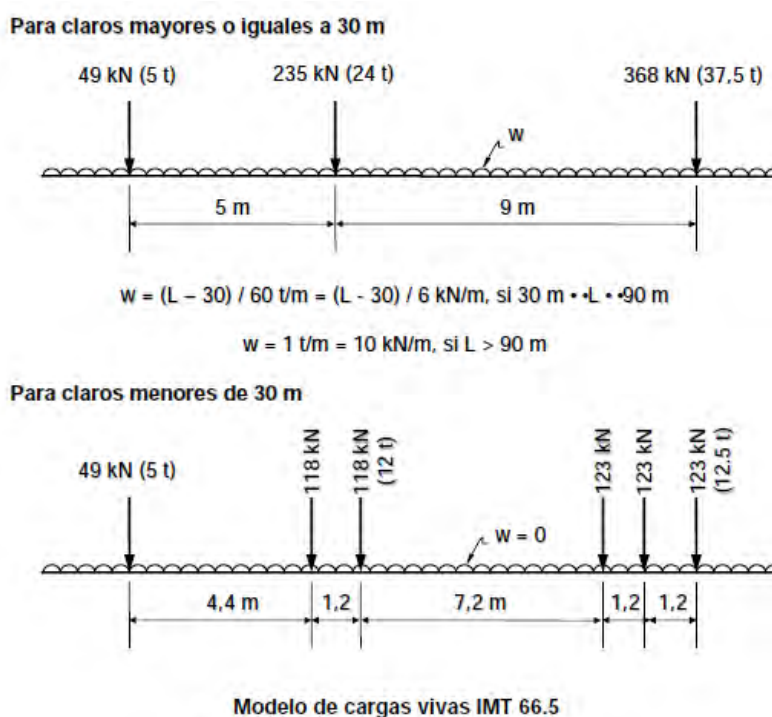
En la Ingeniería Estructural de puentes, las cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales llegan a ser de gran magnitud y el obstáculo a salvar puede ser de tamaño considerable, de forma que el diseñador está obligado a proponer pilas de gran altura y elementos estructurales de grandes dimensiones. En cuanto a las cargas muertas, el volumen de concreto que se llega a colocar en la superestructura por condiciones de geometría del camino, obliga a tener elementos en la subestructura con cargas importantes. Por otro lado, las cargas vivas son también de gran magnitud y pueden ser muy variables, así el Tráfico Diario Promedio usado en diseño pueden verse varias veces multiplicado unos años después de construido el puente. Por último, si la estructura se encuentra en una zona con peligro sísmico importante, las cargas accidentales pueden regir el diseño de las pilas.

En la figura 2.1, se muestra un esquema de un puente, dónde se observa que las secciones de las pilas deben ser suficientes para resistir las cargas muertas, vivas y accidentales. En la misma figura también se muestra un perfil topográfico común en puentes carreteros para casos de condiciones topográficas con pendientes elevadas, que generan pilas de gran altura.



**Figura 2.1.** Elevación general típica de un puente carretero.

Por otro lado tenemos las cargas vivas de diseño o bien tren de cargas móviles que se deben de considerar en los diseños de puentes. En la figura 2.2 se muestra un modelo de cargas vivas para claros menores de 30m y mayores de 30m que sugiere el Instituto Mexicano de Transporte para el diseño de los puentes estándar. Es importante recalcar que para el análisis por cargas sísmicas los reglamentos y documentos consultados no consideran porciones de cargas vivas en la etapa de diseño por sismo, así como cargas vivas instantáneas que se consideran en los análisis sísmicos de los edificios (NTC-2004 Diseño por Sismo). En los comentarios del apartado C3.4.1 (Factores de cargas y combinaciones de cargas) del reglamento AASHTO LRFD comenta que a criterio del diseñador se puede considerar un 50% de las cargas vivas para análisis sísmico; aunque esto no siempre resulta en un diseño mucho más conservador que al considerar esta parte de carga adicional, ya que la carga sísmica generada por peso propio del puente es mucho mayor que dicha porción de carga viva.



**Figura 2.2.** Modelo de cargas vivas IMT 66.5 (Instituto Mexicano de Transporte 2004)

En resumen, el diseño de las pilas involucra tener en cuenta todos estos tipos de cargas. En la práctica profesional las pilas se diseñan con ciertos factores de ductilidad, esto quiere decir que con estos factores el diseñador debe garantizar un comportamiento inelástico controlado del elemento. Sin embargo, es difícil para el diseñador proponer la capacidad de ductilidad que tiene

cada configuración, por los tipos de carga y el trabajo combinado de sus elementos. Algunas veces se cuenta con recomendaciones en manuales y códigos de diseño, pero muchas veces esta información es escasa y contradictoria.

En este capítulo se hace una descripción de los estudios experimentales y analíticos disponibles en la literatura sobre la estimación de la ductilidad de pilas de puentes. También se indican las recomendaciones sobre el tema en reglamentos y manuales.

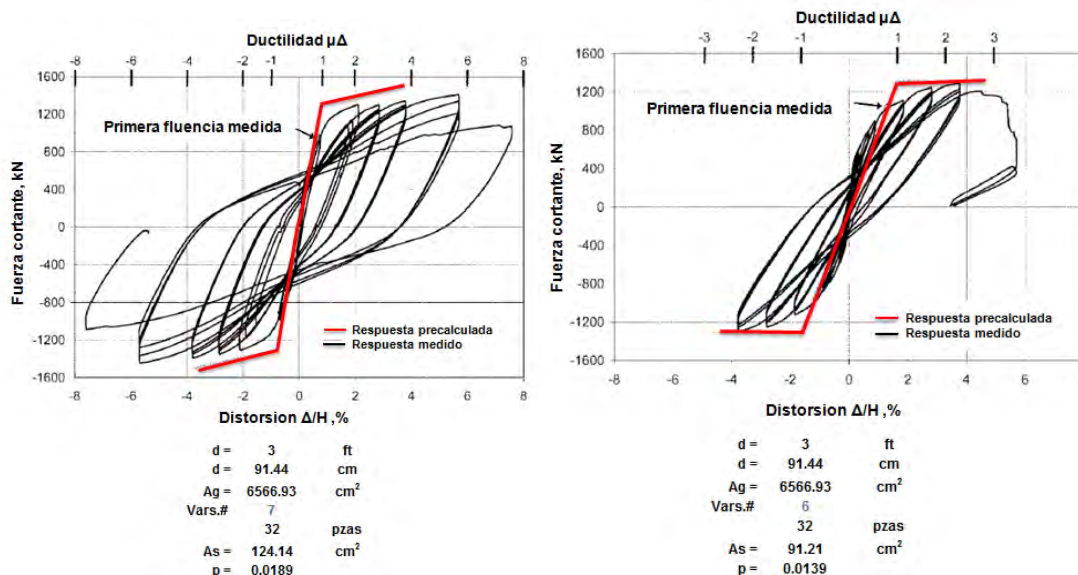
## 2.1. ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Se ha comprobado mediante estudios experimentales que las estructuras o elementos estructurales desarrollan un comportamiento inelástico después de que el acero de refuerzo fluye; esto quiere decir que, después de rebasar la resistencia elástica, el elemento estructural es capaz de seguir deformándose aunque no siempre puede seguir tomando fuerza cortante. Este mecanismo de daño se ha comprobado mediante pruebas de laboratorio con especímenes de pilas de concreto reforzado (Restrepo *et al.*, 2003). Respecto a esta investigación, se estudió el comportamiento de estos elementos para dos formas de aplicación de carga. La primera forma consistió en una aplicación de cargas laterales monótona creciente en un extremo de la pila hasta llevarla al colapso y la segunda forma consistió en una aplicación de cargas cíclicas reversibles (cargas y descargas). De éstas pruebas se midieron desplazamientos y magnitud de cargas, para formar las curvas de capacidad y de histéresis. La curva de capacidad es el resultado de cargas estáticas en una dirección y la curva de histéresis es el resultado de cargas cíclicas reversibles. En la figura 2.3 se muestran dos curvas de histéresis de especímenes de pilas de concreto reforzado de alta resistencia, obtenidas por Restrepo *et al.* (2003). En estas gráficas también se indica con rojo una envolvente de las curvas, que representa la curva de capacidad, y que fue determinada analíticamente. La envolvente trata de representar una familia de respuesta del elemento durante la carga y descarga de fuerzas laterales. En la figura 2.3 podemos observar que la curva de capacidad analítica está dentro de los intervalos obtenidos experimentalmente. De este experimento se concluyó, entre otras cosas, que a menor separación del acero de refuerzo horizontal se incrementa considerablemente la rigidez del elemento.

En este trabajo, además, se compararon dos especímenes: una pila con varillas del #5 y la otra con varillas del #6, de manera que se conservara el mismo porcentaje de acero de refuerzo longitudinal. La pila que se armó con varillas del #5 obtuvo mayor ductilidad. Esto es un resumen de varias pruebas experimentales realizado, por lo que de los experimentos se concluyó que no

es suficiente con proporcionar acero para obtener ductilidad, sino que en un elemento dúctil se deben considerar los siguientes factores:

- una adecuada separación del acero de refuerzo transversal,
- el esfuerzo de fluencia del acero,
- el esfuerzo de compresión del concreto,
- las propiedades de la sección, y
- una distribución uniforme de refuerzo longitudinal.

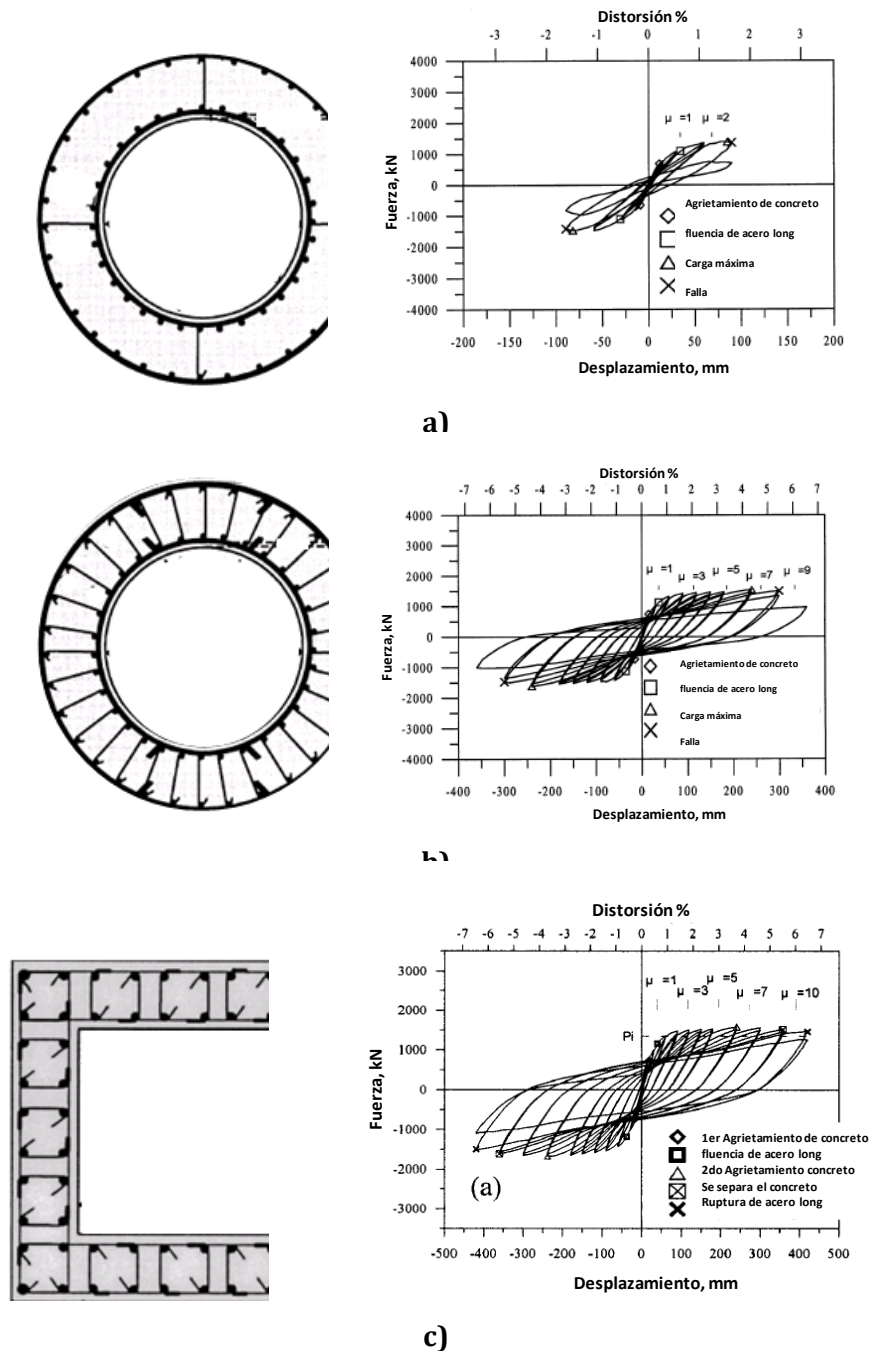


**Figura 2.3.** Curvas de histéresis de pilas de puentes (Restrepo *et al.*, 2003).

Yeh *et al* en 2001 estudiaron experimentalmente pilas de puentes de sección hueca, probando elementos de 150 cm de diámetro con espesor de pared de 30 cm. Los autores analizaron la ductilidad que desarrolla una pila con refuerzo transversal muy pobre, comparada con otra pila con refuerzo transversal de diseño. En la figura 2.4, a y b, se muestran algunos de los resultados obtenidos, indicando la sección transversal del elemento, el armado de la pila y la respuesta estructural, en forma de curvas de histéresis. En las curvas de histéresis podemos observar que cuando no se cuenta con acero de refuerzo adecuado la ductilidad se reduce de manera importante, como consecuencia también se ve afectada la fuerza cortante lateral resistente y la capacidad de rotación (distorsiones). Los mismos autores (Yeh *et al*, 2002), continuando con su investigación sobre ductilidad de secciones huecas, analizan ahora el comportamiento de pilas de sección rectangular hueca. En la figura 1.4c se incluyen los resultados obtenidos. Al respecto de esta investigación, los autores sugieren que las secciones huecas requieren de más refuerzo transversal para que incrementen su capacidad de



deformación en el intervalo inelástico, así como también para garantizar una buena resistencia a cortante del elemento.



**Figura 2.4.** Curvas de histéresis de pilas de sección hueca: a) pila de sección circular hueca con refuerzo transversal pobre, b) pila de sección circular hueca con refuerzo transversal reglamentario y c) pila de sección rectangular hueca con refuerzo transversal reglamentario (Yeh *et al.*, 2001)

## 2.2. ESTUDIOS ANALÍTICOS

Uno de los estudios analíticos sobre ductilidad en pilas fue realizado por Wang *et al.* (2008). Este trabajo analiza el comportamiento de pilas de sección circular sólida de 100 cm de diámetro, diseñadas por desplazamientos, y con diferentes porcentajes de acero de refuerzo longitudinal y transversal. En estos elementos se calculó la ductilidad desarrollada para diferentes intensidades de la carga sísmica. En la tabla 2.1 se muestran las demandas de ductilidades que se obtuvieron, para diferentes porcentajes de acero de refuerzo longitudinal y transversal.

**Tabla 2.1.** Ductilidad en pilas de sección circular (Wang *et al.*, 2008)

Caso	Diámetro D, cm	Refuerzo longitudinal, %	Refuerzo transversal, %	Factor de ductilidad		
				Menor	Moderado	Fuerte
1	110	2%	0.51%	1	2.5	5.2
2	100	1.50%	0.56%	1	2.5	5.9
3	100	2.50%	0.45%	1	2	4
4	100	3.10%	0.45%	1	1.5	3.8

En la tabla 2.1 podemos ver que al incrementar el porcentaje de refuerzo transversal se aumentan la capacidad de ductilidad de desplazamiento de las pilas. Esto quiere decir que se puede diseñar una pila con un desplazamiento objetivo, con una capacidad de deformación lateral mayor, esto se puede lograr cambiando únicamente porcentajes de refuerzo transversal.

En cuanto a los cuatro casos estudiados; tres de ellos fueron diseñados por desplazamientos y uno con los códigos de diseño de Shanghai, la relación entre la altura de este último es 26% mayor que los diseñados por desplazamientos. Los resultados obtenidos indican que la pila diseñada con el código de Shanghai resultó más resistente que las pilas diseñados por desplazamientos, con un 12% mayor. Con respecto a la ductilidad de desplazamiento, esta pila mostró un valor 5% menor que los diseñados por desplazamientos. Esto demuestra que la capacidad de ductilidad de los elementos diseñados por desplazamientos son conservadores por ser mayores comparado con lo que especifica el cuerpo normativo.

Para verificar en estudio analítico, Wang *et al.* (2008) probaron tres especímenes a escala, dos de acuerdo con el método basado en desplazamiento y uno de acuerdo con las especificaciones de diseño sísmico de Shanghai. En el experimento se aplican cargas cíclicas a las muestras para estudiar el comportamiento sísmico. Los resultados indicaron lo siguiente:

1. Los tres especímenes fallaron por flexión.
2. Los tres especímenes satisfacen la demanda de ductilidad de desplazamiento bajo sismos moderados y fuertes.
3. Para factores de ductilidad inferiores a 3.5, las disipaciones de energía de los tres especímenes son similares.
4. Las degradaciones de rigidez son similares en los tres especímenes.
5. Las grietas horizontales son principalmente los modos de falla, y los especímenes no se inclinan, lo que demuestra que los daños en los especímenes son reparables.
6. Después de la entrada de las ondas sísmicas moderadas, los factores de ductilidad de desplazamiento son aproximadamente de 2.0. Después de la entrada de las ondas sísmicas fuertes, los factores de ductilidad de desplazamiento son aproximadamente de 4.0.
7. En sismos moderados, las energías de entrada de la carga sísmica de las muestras diseñadas de acuerdo al método basado en desplazamientos son mayores que las de las muestras diseñadas de acuerdo a las especificaciones actuales de Shanghai.

En esta investigación realizada podemos ver que los parámetros de ductilidad obtenidos son del orden de 2 a 4, lo cual son similares a los valores que propone la AASHTO división 1A "diseño por sismo", así como también los valores que propone la AASHTO LRFD. La AASHTO también cuenta con una guía de diseño por desplazamientos para puentes carreteros estándar, en dicho documentos en el apartado 4.9 se muestran ductilidades de desplazamientos, en el capítulo 3 de esta tesis se incluyen dichas tablas. De acuerdo a esta investigación el daño estructural asociado a estas ductilidades es reparable. Esto es posible únicamente para pilas en cantiliver; es decir sólo si la superestructura se sustenta sobre apoyos de neoprenos; por lo que no aplica para puentes continuos.

### **2.3. LECCIONES DE SISMOS OCURRIDOS EN MÉXICO**

En México tenemos la experiencia que nos han dejado las consecuencias de los grandes sismos. Uno de ellos, es el catastrófico sismo de septiembre de 1985 en la Ciudad de México; fue tan grave que los investigadores y comités en normas de construcción tomaron cartas en el

asunto, tal como modificar de manera inmediata diferentes criterios y parámetros de diseño sísmico del reglamento de Construcción del Distrito Federal. Por mencionar algunos, modificaron los coeficientes sísmicos, así como también los factores de ductilidad y los requisitos de detallado estructural para sistemas sismo-resistentes en edificios (Meli y Bazán, 2011).

Para estructuras como puentes, en México, a conocimiento del autor, se encontraron pocas publicaciones respecto a ductilidad de elementos de concreto reforzado, aunque no siempre están enfocados a puentes carreteros. Además, hay pocos trabajos sobre el tema en la literatura internacional. Por tal razón, ésta tesis pretende demostrar de manera analítica cómo se determinan factores de comportamiento sísmico mediante análisis rigurosos. En general, el trabajo consistirá en el diseño y análisis estructural de diversos tipos de puentes comunes de concreto reforzado según documentos utilizados en la práctica, para posteriormente determinar su comportamiento inelástico con métodos simplificados Análisis Estático No Lineal y Análisis Dinámico No Lineal, mediante los cuales, finalmente, se determinaran los niveles de ductilidad que cada uno pueden desarrollar.

# CAPÍTULO 3

## Marco Conceptual

---

En este capítulo se definen los conceptos relacionados a la ductilidad, así como también las ductilidades que recomiendan los documentos más empleados en la práctica de ingeniería de puentes en México. Dichas ductilidades, son dados para diferentes estados límite que sugiere cada documento, así como también se comenta la importancia de cuidar los detallados requeridos para que los elementos diseñados desarrollen las ductilidades propuestas.

### 3.1. DEFINICIÓN DE DUCTILIDAD

El comportamiento dúctil significa la habilidad de un elemento de soportar grandes deformaciones inelásticas, mientras que la resistencia se mantiene esencialmente constante. La ductilidad disponible de las secciones de concreto reforzado ó presforzado depende primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y de compresión, del contenido de acero transversal de confinamiento del concreto, de la restricción contra el pandeo de la varillas, de las resistencias del concreto y/o acero y de la magnitud de la carga axial. Como resultado deben evitarse las posibilidades de falla por cortante y adherencia del acero con el concreto. En la actualidad, los reglamentos no indican en forma explícita el nivel de ductilidad que las secciones puedan ser capaces de alcanzar donde ocurran articulaciones; sin embargo, se recomiendan prácticas para el detallado con el propósito de asegurar una ductilidad adecuada (Park y Pauley, 1988).

Para que un elemento estructural desarrolle una adecuada ductilidad el refuerzo de los elementos estructurales se detalla de manera que el elemento supere la resistencia esperada (Meli y Bazán, 2011). Para los elementos sujetos a flexión, la gráfica de momento-curvatura nos puede mostrar la capacidad de deformación de un elemento hasta llegar al colapso.

Para evaluar las fuerzas sísmicas en puentes, se emplea una carga estática dictada por algún reglamento, el diseñador debe asegurarse de que se disponga en la estructura de algún mecanismo disipador de energía. En los puentes, la mayor parte de la masa se encuentra en la

superestructura, que consta de trabes, losas, diafragmas, etc. y por consiguiente es aquí donde se generan las principales fuerzas inerciales durante la sacudida del terreno. Sin embargo, los esfuerzos en la superestructura no son tan importantes durante las cargas sísmicas, y las fuerzas de inercia solamente imponen esfuerzos significativos en las pilas y la cimentación del puente. Por ello, las pilas son elementos disipadores de energía y se debe cuidar su detallado estructural para que desarrollen adecuadamente su ductilidad (Park *et al.*, 1992). Ésto se logra con un confinamiento adecuado en la zona de articulación plástica, confinando mediante estribos con menor separación para confinar adecuadamente el núcleo de la sección del elemento y también para evitar pandeo del acero de refuerzo longitudinal. Estos requisitos están reglamentados en el AASHTO LRFD, que comenta detalladamente en el siguiente capítulo de esta tesis.

La degradación es un decaimiento de la resistencia de una estructura dúctil después de sufrir daños. Una vez que inicia el agrietamiento, las propiedades geométricas de la sección se modifican, por lo tanto pierde capacidad de admitir más fuerza, aunque ésta sigue deformándose hasta llegar al colapso. (Terán 2007).

### **3.2. ESTIMACIÓN DE DUCTILIDAD**

En este apartado se comentan algunos criterios que consideran los documentos consultados para estimar e interpretar factores de ductilidad en elementos de concreto reforzado.

En México la capacidad de ductilidad de una sección se representa con el factor de ductilidad,  $Q$ , que depende primordialmente de la configuración estructural, el tipo de material, y su sismo-resistencia. En Estados Unidos un factor con similar representación es el factor  $R$ , aunque éste además representa la sobre-resistencia. Respecto a los reglamentos, normas y recomendaciones que se utiliza en la práctica profesional, todos proporcionan algunos valores de ductilidad ó sobre-resistencia de los elementos según su geometría.

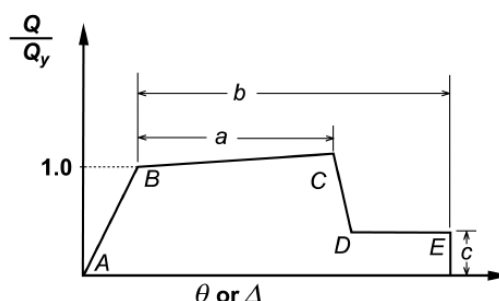
#### **3.2.1. Federal Emergency Management Agency FEMA 440**

En 1997, en los Estados Unidos, profesionales del FEMA (Federal Emergency Management Agency), empezaron a estudiar una forma de evaluar las resistencias de estructuras dañadas por sismo. Los autores definen la ductilidad como el daño que recibe una estructura durante su etapa de carga y descarga de fuerzas laterales. En dicho documento se proporciona una gráfica que

indica la intensidad del daño mediante la curva de capacidad, con la cual clasifican, según su uso, a los sistemas estructurales después de un proceso de carga-descarga que simula la fuerza sísmica. Esta clasificación incluye los siguientes estados límite, que son básicamente los estados límite del diseño por desempeño (se complementa con la figura 3.1).

- a) Operacional. La estructura sufre un daño mínimo (Intervalo A-B).
- b) Ocupación inmediata. La estructura sufre daño reparable (Intervalo B-C).
- c) Seguridad de vida. La estructura sufre daño significativo, pero sin colapsarse. Pone en seguridad la vida de los ocupantes (Intervalo C-D).
- d) Prevención de colapso. La estructura llega a su resistencia última con daños irreparables (Intervalo D-E).

En la figura 3.1 se muestran los diferentes estados límites que considera FEMA para análisis estático no lineal. Los valores  $a$ ,  $b$  y  $c$  se definen en función de cuantía de refuerzo longitudinal, magnitud de carga axial y el cortante de diseño, estos valores se muestran en la tabla 3.1.



**Figura 3.1.** Curva de capacidad simplificada (FEMA 440)

En la tabla 3.1 se muestran rotaciones plásticas asociadas a diferentes estados límites de servicio de los elementos estructurales. Estas rotaciones son dadas para elaborar análisis no lineal para rehabilitación de estructuras, específicamente edificaciones, aunque estos valores son parecidos a las distorsiones que muestran las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo para el Distrito Federal (NTCS-2004). Para todos los casos considerados en esta investigación se han truncado los valores de ductilidad última considerando una rotación plástica para estado límite LS (seguridad de vida).

**Tabla 3.1.** Rotaciones permisibles para modelos no lineales (FEMA 440)

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica de procedimiento no lineal. Columnas de concreto reforzado con refuerzo transversal									
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Parámetros de modelado			Nivel de desempeño, rotación plástica (rads)				
		Angulo de rotación plástica (rad)		Porción de esfuerzo residual					
						Primaria		Secundaria	
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
0.1	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.02
0.1	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
0.4	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
0.4	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02

De las ecuaciones que se muestra en la tabla 3.1:

$P$  = Carga axial

$A_g$  = Area de la sección

$f'_c$  = Resistencia a la compresión

$V$  = fuerza cortante

$b_w$  = ancho de la sección

$d$  = peralte efectivo

$IO$  = Ocupación inmediata (Immediate Occupancy)

$LS$  = Seguridad de Vida (Life Safety)

$CP$  = Prevención de Colapso (Collapse Prevention)

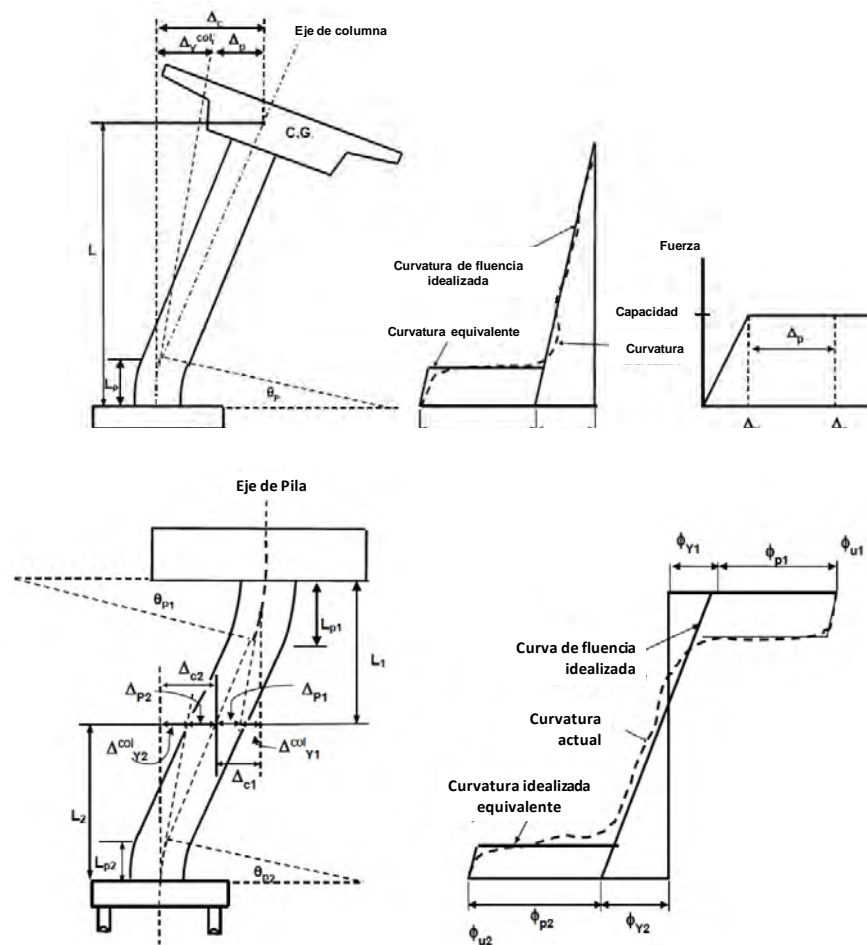
Las rotaciones están asociadas a cada estado límite que puede encontrarse la estructura, según su deformación lateral, dichas rotaciones clasifican la intensidad de daño estructural y/o elemento.

### 3.2.2. Caltrans 2010

Este cuerpo normativo presenta un procedimiento simplificado para estimar ductilidad de las pilas de puentes carreteros. En el capítulo 4 se presenta un ejemplo de cálculo de ductilidad para pilas con curvatura simple (cantiliver) y pilas de curvatura doble (empotradas), así como también una calibración del modelo estudiado con el programa SAP 2000. También se discute, con más detalle, los criterios que considera el reglamento para el cálculo de ductilidad.

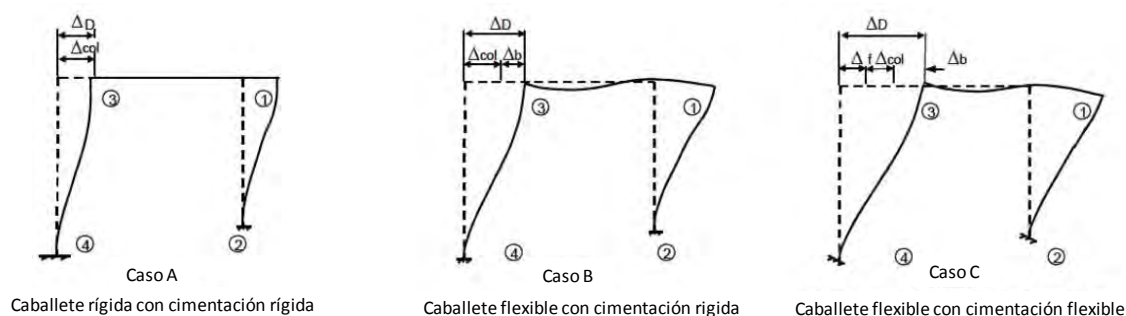


En el apartado 4.8.2. del reglamento se muestra que, para pilas en voladizo, estos elementos pueden desarrollar ductilidades mayores a tres, mientras que en pilas doblemente empotradas se pueden desarrollar ductilidades entre tres y cinco, en la figura 3.2 se muestran dos casos de deformación lateral de pilas de puentes continuos, para la dirección transversal tenemos curvatura simple y para la dirección longitudinal se presentan curvatura doble, así como también se muestra la curvatura equivalente del elemento, siendo el tramo de la longitud plástica la más demandada, y en cuanto a la curva de capacidad podemos ver que para pilas en voladizo tenemos una curva elastoplástica perfecta, esto quiere decir que se forma una articulación. Es claro que una vez que se forma la articulación plástica, el elemento es capaz de seguir deformándose sin ser capaz de tomar más fuerza cortante.



**Figura 3.2.** Curvatura en pilas de concreto reforzado. a) curvatura simple, b) Curvatura doble (Caltrans-2010).

En cuanto al comportamiento estructural, considerando el tipo de suelo de cimentación de la estructura, Caltrans plantea dos casos: suelo rígido y suelo flexible. El suelo flexible aporta una aceleración del suelo muy alta, comparada con el suelo rígido, por lo que para estructuras cimentadas en ellas necesitan tener una capacidad a la deformación mayor, ya que tendrán un periodo largo y, como consecuencia, mayor desplazamiento; entonces, será necesario diseñar para que se comporte dúctilmente (Caltrans 2010). En la figura 3.3 se indican tres casos de deformación global de un marco. El caso A, estructurado con viga rígida, el caso B está estructurado con viga flexible y el caso C, que es una combinación de viga flexible con suelo flexible. Para ésta investigación se pretende cubrir el caso A y caso B. Estos casos dependen primordialmente de la configuración estructural y condiciones de cimentación.



**Figura 3.3.** Deformación de marcos según tipo de suelo (Caltrans)

Caltrans sugiere algunos valores de ductilidad para puentes estándar, en la tabla 3.2 se muestran los valores para diferentes configuraciones estructurales, así como también se muestran valores que sugiere una guía de diseño por desplazamientos de la AASHTO LRFD; los puentes a la cual se refiere el documento deben cumplir los siguientes requisitos:

- Claros menores de 90 m
- Construcción con concreto de peso normal
- La superestructura rígidamente conectada o simplemente apoyada sobre neoprenos o dispositivo de aislamiento
- Cimentación resuelta con zapatas o pilotes
- Suelos que no son susceptibles a la licuefacción
- Puentes con periodos fundamentales igual o mayor a 0.7 segundos

**Tabla 3.2.** *Ductilidad en pilas Caltrans 2010*

Caltrans 2010 - Apartado 2.2.4	
Elemento	Ductilidad máxima
Columnas únicas en bases rígidas	4
Multicolumnas en bases rígidas	5
Pila tipo muro en dirección débil	5
Pila tipo muro en dirección fuerte	1

Diseño sísmico de Puentes AASHTO LRFD 2009 - Apartado 4.9	
Elemento	Ductilidad máxima
Columnas únicas en bases rígidas	5
Multicolumnas en bases rígidas	6
Pila tipo muro en dirección débil	5
Pila tipo muro en dirección fuerte	1

### 3.2.3. AASHTO estándar 2002

La AASHTO Estándar, 2002, en su división IA "Diseño Sísmico" clasifica los puentes según su categoría para tomar en cuenta la aceleración del suelo, como también para definir tipo de análisis que corresponde realizar para cada uno de los puentes, Además, tabula unos valores de factores de ductilidad  $R$ , para diferentes configuraciones y tipo de sección transversal de la pila. En la práctica profesional en México, aunque se diseña con base en el reglamento de la AASTHO, se han utilizado valores de ductilidad según recomendaciones de la SCT, que también se muestran en la tabla.3.5 y que se discute más adelante.

La guía de AASHTO LRFD, en su apartado 4.8.2, menciona que se puede emplear un Análisis Estático No Lineal para conocer la capacidad de deformación de los elementos, siempre y cuando se ignore los efectos de suelo flexible. A partir de esto, en este trabajo se usa este tipo de análisis para verificar la capacidad de ductilidad de los elementos.

**Tabla 3.3.** *Ductilidad para diferentes tipos de pilas AASHTO standard 2002 y AASHTO LRFD 2010.*

AASHTO standard 2002 - Diseño sísmico Tabla 3.7	
Elemento	Ductilidad máxima
Pila tipo muro	2
Dos o más pilas	2
Pila única	3
Múltiples columnas	5

AASHTO LRFD 2010 - Tabla 3.10.7.1-1			
Elementos	Ductilidad para diferentes Estructuras		
	Critica	Esencial	Otros
Pilas tipo muro dirección largo	1.5	1.5	2
Pila Única	1.5	2	3
Varias pilas	1.5	1.5	2
Pilas individuales	1.5	2	3

### 3.2.4. Comisión Federal de Electricidad CFE 2008

El Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE proporciona diferentes valores de ductilidad en su capítulo de puentes, además, nos proporciona una lista de condiciones de regularidad que debe cumplir un puente para que sea aplicable el Análisis Estático Lineal, como también menciona los diferentes tipos de análisis para puentes carreteros, los cuales son:

a) Análisis Estático Simplificado. Es un análisis sísmico, que se realiza si los puentes cumplen con las características siguientes:

1). El terreno de cimentación tiene un factor de sitio menor o igual que 1.5. El factor de sitio es la relación que existe entre la aceleración máxima del suelo y la aceleración máxima en terreno rocoso, suponiendo que el comportamiento de los materiales es elástico lineal.

2). El puente tiene un eje longitudinal recto o con curvatura horizontal reducida. Se considera que un puente tiene curvatura reducida si el ángulo que forma la línea que une el centro del puente con el apoyo extremo y la que une los dos apoyos extremos es menor que 30 grados.

3). Existe simetría transversal respecto al centro del claro. Se considera que un puente es simétrico cuando la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces no excede del 5% de la longitud total del puente o de los módulos en que se subdivide.

4) No hay cambios bruscos de rigidez y masa, exceptuando los estribos. Si el cambio de rigidez y cambio de masa, o de la relación rigidez a masa entre dos pilas consecutivas es inferior al 25% se considera que no hay cambios bruscos en estas propiedades. Además, la masa de las pilas debe ser menor que 1/5 de la masa del tablero.

5) El ángulo de esviaje es menor que 15°.

6) El ancho de la superestructura es igual o mayor que un cuarto del claro entre apoyos.

7) Los claros entre apoyos son menores que 50 m.

8) En puentes continuos que tengan menos de cinco claros.

b) Análisis Dinámico Lineal. Es un análisis modal espectral que se realiza si los puentes no cumplen con todas las condiciones que exige el Análisis Estático.

c) Análisis Paso a Paso. Es un análisis que se realiza si los puentes son clasificados como especiales, de impacto importante en la sociedad y/o de condiciones geométricas especiales (curvos, atirantado, etc.)

Con respecto a la tabla 3.4, los factores de ductilidades máximos corresponden a dos estados límites de la estructura. El primero es a nivel servicio y el segundo es el nivel de prevención de colapso.

**Tabla 3.4.** Demandas de ductilidades máximas en pilas de puentes CFE 2008

Comisión Federal de Electricidad 2008 - Tabla 10.4		
Elemento	Demanda máxima de ductilidad	
	Nivel servicio	Nivel de prevención de colapso
Pilas en voladizo	1	4
Pilas que forman parte de un marco	1.5	5
Pilas tipo muro en su dirección débil	1.5	5
Pilas tipo muro en su dirección fuerte	1	1.5

### 3.5.5. Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT)

En México, la Secretaría de Comunicación y Transporte es una dependencia de gobierno que se encarga de documentar diferentes criterios para conservación, diseño de carreteras y puentes en México. En sus términos de referencia N-PRY-CAR-6-01-005-01 sugieren algunos criterios para análisis sísmico de puentes, aunque no siempre se siguen al pie de letra ya que no son documentos normados como lo es el reglamento de la AASHTO, en la tabla 3.5 se muestran las ductilidades que recomienda la SCT.

Para casos de sistemas con capacidad de ductilidad  $Q = 4$

*"1) Sistemas cuya estructura forma un marco dúctil con los elementos de la subestructura, ya sean de concreto reforzado, presforzado ó acero estructural. 2) Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos de neopreno. 3) Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos formados por marcos dúctiles"*

Adicionalmente menciona requisitos de detalles y dimensiones, por lo que no indican pruebas o artículos técnicos que demuestren científicamente como garantizar un desarrollo de ductilidad de cuatro, en tal elemento estructural (SCT 2005).

**Tabla 3.5.** Factores de ductilidad en pilas de puentes SCT 2005

Secretaría de Comunicaciones y Transporte - N.PRY.CAR.6.01.005/01	
Elemento	Factor de Ductilidad
Marco Dúctil	4
Cuando se apoya en neopreno	4
Pila continua con el tablero	2
Columnas aisladas	2
Elementos tipo muro	2
Mampostería	1

### **3.3. COMENTARIOS**

Con las tablas que se muestra en diferentes documentos consultados podemos ver que no siempre proponen los mismos valores de ductilidad a utilizar, aunque unos tienen variación debido a la filosofía de diseño, como los casos cuando son diseños por esfuerzos permisibles y/o resistencia última, como lo podemos comparar con las tablas de ductilidades de la AASHTO LRFD y AASHTO estándar. Esto puede ser uno de los aspectos que diferencia los valores, aunque esto no garantiza que la ductilidad a la cual se esté diseñando se logre desarrollar como se propone. En pruebas experimentales, se obtienen valores similares, pero hay que subrayar que las condiciones reales en una estructura pueden llevar a valores diferentes, esto se debe a varios factores, que van desde el proceso constructivo hasta las sollicitaciones reales a las que estarán sometidas las estructuras durante un evento sísmico.

# CAPÍTULO 4

## Criterios de diseño y análisis estructural de pilas

---

En este capítulo se discuten los diferentes criterios que se consideran para el análisis y diseño estructural de pilas de puentes carreteros, así como también se desarrolla un ejemplo de uno de los modelos estudiado en esta investigación.

Se sabe que las pilas son los elementos que transmiten carga de todo el puente hacia la cimentación, además de resistir las fuerzas laterales por carga accidental. Por tal razón, los reglamentos para diseño de puentes recomiendan cuidar el detallado del refuerzo, así como también el tipo de análisis que hay que emplear para obtener un diseño adecuado.

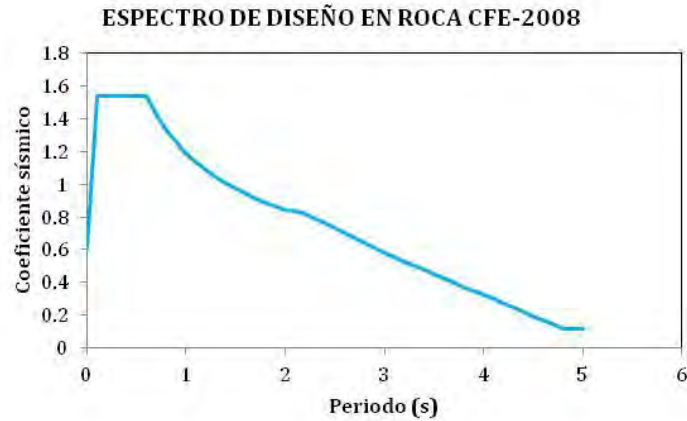
### 4.1. CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### 4.1.1. Peligro sísmico

Para diseño sismo-resistente, el escenario sísmico es la principal característica que hay que estudiar, ya que de eso dependen las fuerzas inerciales con las cuales serán diseñadas las columnas. En la práctica profesional, se emplea las recomendaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), dicho documento muestra valores para calcular el espectro característico de diseño para diferentes zonas sísmicas, basado en el Manual de Obras Civiles de CFE. En la figura 4.1, se muestra el mapa de regionalización sísmica que indica el documento de la SCT, así como también los parámetros para el cálculo del espectro de diseño característico.

Para el diseño de todos los modelos se ha empleado el espectro de diseño que se muestra en la figura 4.1, el cual fue calculado de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE-2008, complementándose con la regionalización sísmica que propone el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE-1993. Específicamente, el espectro de diseño en roca se calculo para la población de Santa María Huatulco del Estado de Oaxaca, correspondiente a la zona D. En el espectro que se muestra en la figura no está incluido el factor de importancia, ni tampoco el factor de comportamiento sísmico.

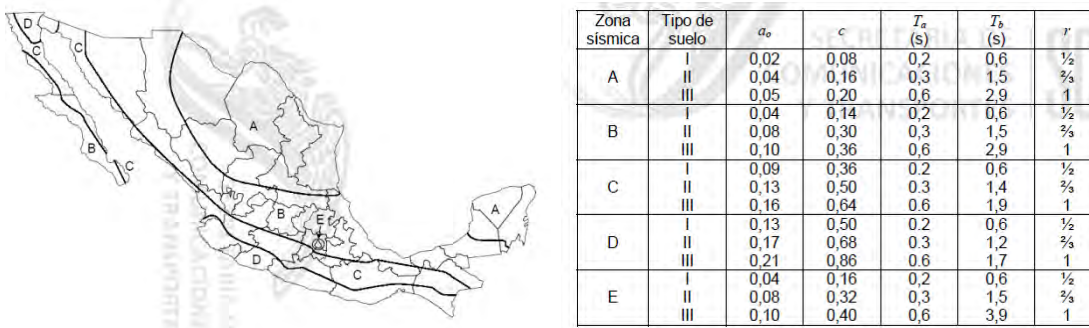




**Figura 4.1.** Espectro de Diseño en Roca, Sta. María Huatulco (CFE, 2008)

#### 4.1.2. Estructuración y elección de tipos de pilas

Para elegir el tipo de pila, es necesario conocer las alturas que se requieren para conservar alguna pendiente de la carretera, así como también las características geométricas y el escenario sísmico, para poder estimar las fuerzas laterales. Con estos datos se puede realizar un pre-diseño para decidir si la estructuración es a base de pila de sección circular maciza, rectangular maciza, circular hueca y/o rectangular hueca. En este trabajo sólo se consideran estos tipos de pilas, aunque en otras condiciones se pueden utilizar algunas otras geometrías.



**Figura 4.2.** Espectro característico SCT, 2005 (tomado de CFE, 1993)

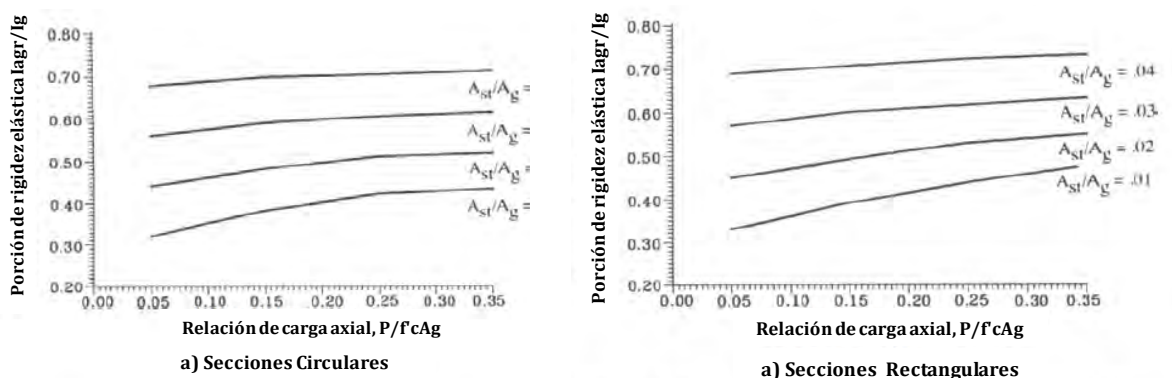
#### 4.1.3. Rigidez efectiva

Es inevitable que un elemento sufra agrietamiento después de deformarse, esta deformación puede surgir por varios factores como pueden ser, contracción, cambios volumétricos, efectos de carga lateral, efectos de carga vertical, etc. Debido a esto, la AASHTO sugiere para el diseño un criterio que depende de varios aspectos, como la compresión pura,

la carga axial de diseño o el porcentaje de acero. En la figura 4.2 se muestra la curva con la cual se puede obtener la porción de inercia agrietada para sección circular y rectangular llena, con la cual se define el agrietamiento que sufre la sección. Las curvas mostradas se pueden obtener a partir del diagrama momento curvatura. En estas curvas se considera que  $A_g$  es el área gruesa,  $A_{st}$  es el área de refuerzo longitudinal,  $I_g$  es la inercia gruesa de la sección e  $I_{agr}$  es la inercia agrietada.

En los análisis elásticos se supone que la relación entre esfuerzos y deformaciones es lineal, aunque los elementos de concreto muestran un comportamiento no lineal antes de alcanzar su límite de fluencia teórico. Para evaluar la rigidez efectiva de elementos de concreto se debe tener en cuenta la influencia del agrietamiento por flexión, que es normalmente el primero en ocurrir. En Priestley *et al.* (1996) se presentan gráficas que permiten estimar la inercia efectiva de secciones rectangulares y circulares en función del nivel de carga axial y del porcentaje de acero de refuerzo longitudinal. El valor propuesto para el momento de inercia efectivo de pilas ( $I_{ef} = 0.4 I_g$ ) corresponde al valor aproximado que se presenta en estas gráficas, para cargas axiales comprendidas entre el 10% del valor de su resistencia a compresión y porcentajes de acero entre 1% y el 2%, que suelen ser valores habituales para estos elementos (MDOC, 2008). Los parámetros de los modelos estudiados se han calculado mediante el diagrama momento curvatura de la sección transversal utilizada.

En la tabla 4.1 se muestran los intervalos de inercia agrietada para obtener la rigidez efectiva de algunos elementos estructurales (Paulay, 1978). De la misma forma, en la tabla 4.2 se muestran los parámetros de rigidez efectiva que sugiere FEMA. En este trabajo se considera que la inercia agrietada es de 0.5 de la inercia bruta, por simplicidad y de igual forma que sugiere FEMA para vigas no presforzadas (Tabla 4.2).



**Figura 4.3.** Gráficas para el cálculo de Inercia agrietada.

**Tabla 4.1.** *Momento de Inercia Efectiva (Paulay, 1978 )*

Caso	Intervalo de inercia agrietada	Valores recomendado
Vigas rectangulares	0.30-0.50	0.4
Vigas T y L	0.25-0.45	0.35
Columnas, $P > 0.5f'_c A_g$	0.70-0.90	0.8
Columnas, $P = 0.2f'_c A_g$	0.50-0.70	0.6
Columnas, $P < 0.05f'_c A_g$	0.30-0.50	0.4

**Tabla 4.2.** *Momento de Inercia Efectiva (FEMA, 440)*

Caso	Flexión	Cortante
Vigas no presforzada	0.5	0.4
Vigas presforzadas	1	0.4
Columnas, $P \geq 0.5f'_c A_g$	0.7	0.4
Columnas, $P \leq 0.5f'_c A_g$	0.5	0.4
Muro sin grieta	0.8	0.4
Muro agrietada	0.5	0.4
Losa no presforzada	-	0.4
Losa presforzada	-	0.4

#### 4.1.4. Amortiguamiento

El amortiguamiento es una de las propiedades dinámicas de un elemento estructural, al ser sometido a una excitación. Generalmente se modela que las fuerzas de amortiguamiento son proporcionales a la magnitud de la velocidad. Físicamente, el amortiguamiento se puede producir por la fricción entre conexiones y/o por grietas que surgen cuando el cuerpo de un elemento estructural comienza a deformarse (Paz, 1992). Este fenómeno reduce la aceleración espectral, y como consecuencia, disminuye los cortantes basales.

En los reglamentos consultados se recomienda usar como máximo un cinco por ciento de amortiguamiento para estructuras de concreto. Por lo que este valor fue el considerado en los modelos de puentes analizados.

---

## **4.2. TIPOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

El objetivo del análisis sísmico es evaluar las demandas de desplazamiento y de fuerza para revisar la capacidad del sistema estructural y de sus componentes individuales. Debe tenerse presente que cada puente puede estar formado por un conjunto de subsistemas o módulos (como por ejemplo, marcos separados por juntas de expansión) que requieren del análisis de cada uno por separado y/o de todo el conjunto. En los métodos de análisis que se proponen se deberán considerar, cuando sean importantes, los efectos de la interacción suelo-estructura, la no linealidad geométrica de los materiales y las condiciones de frontera en los estribos.

Conforme a la reglamentación de la AASTHO (2012) y al Manual de la CFE (2008), se acepta que el análisis sísmico de puentes se realice por alguno de los siguientes cuatro métodos: estático lineal, estático no lineal, dinámico lineal y paso a paso, conforme con las siguientes recomendaciones (CFE, 2008).

### **4.2.1. Análisis Estático Lineal**

El Análisis Estático Lineal (AEL), se acepta como método para estimar demandas de desplazamiento y de fuerza en estructuras donde un análisis dinámico no proporcione información adicional significativa sobre el comportamiento. El Análisis Estático Lineal es adecuado para puentes cuya respuesta sea fundamentalmente en el primer modo de vibrar. En general, el método estático lineal se aplica en el análisis de puentes comunes que cumplan con ciertos requisitos que ya se han mencionado en el capítulo 1 de esta tesis.

### **4.2.2. Análisis Dinámico Lineal**

El Análisis Dinámico Lineal (ADL), se emplea para estimar demandas de desplazamiento y de fuerza en cualquier puente estándar; debe emplearse en aquellos casos en que no se satisface alguno de los requisitos del método Análisis Estático Lineal. El Análisis Dinámico Lineal se lleva a cabo mediante un análisis modal espectral. Para estimar las demandas de desplazamiento y de fuerza se emplearán los espectros correspondientes a los escenarios sísmicos considerados. En la discretización del modelo elástico lineal de la estructura se deberán emplear al menos tres elementos para cada pila y cuatro elementos para cada claro de la superestructura. Deberá considerarse un número de modos de vibrar tal que garantice que la suma de la masa modal efectiva, en la dirección del análisis sea, al menos, el 90% de la masa total de la estructura. El valor máximo probable del efecto combinado de las respuestas modales se calcula con el método de la combinación cuadrática completa.

#### **4.2.3. Análisis Estático No Lineal**

De acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE 2008, el Análisis Estático No Lineal, también conocido como “pushover”, se emplea para determinar la capacidad de desplazamiento de un puente al alcanzar la formación del mecanismo de colapso; consiste en analizar la estructura bajo carga gravitacional constante y cargas laterales monótonas crecientes que representan los efectos sísmicos horizontales. El Análisis Estático No Lineal debe realizarse empleando las propiedades de los materiales correspondientes a los niveles de deformación que se van originando en cada etapa de carga. Para ello, se emplearán las propiedades obtenidas de los ciclos histeréticos de los materiales. La intensidad máxima de carga que se aplicará a la estructura, será la correspondiente a la capacidad de desplazamiento de las pilas, según la ductilidad considerada. Una de las ventajas de este tipo de análisis es permitir conocer de manera simple la ductilidad que es capaz de desarrollar el elemento. Esto es, al conocer el desplazamiento de diseño, se puede ver con claridad en qué intervalo queda el elemento diseñado al ser excitado con el sismo de diseño. Por ser análisis estático, se puede determinar dicha carga sísmica de diseño (cortante basal), y de ahí conocer el desplazamiento de diseño.

#### **4.2.4. Análisis Dinámico No Lineal**

Para realizar un análisis paso a paso deben emplearse registros de acelerogramas. Se tomará en cuenta el comportamiento inelástico de los distintos componentes del puente. En conjunto con estas cargas sísmicas deben considerarse las acciones permanentes más todas aquellas acciones que pudieran actuar simultáneamente con las permanentes.

Este método debe emplearse para estudiar el comportamiento de puentes de especial importancia y, alternativamente, puede usarse para puentes comunes. El método permite determinar la respuesta inelástica del modelo para comparar las ductilidades locales requeridas y las disponibles.

#### **4.2.5. Análisis de segundo orden.**

*Efectos P-Δ.* En el apartado 4.11.5 se muestran algunos requisitos que debe satisfacer un puente para no considerar los efectos de segundo orden (P-delta), que dependen primordialmente del momento plástico que resiste la sección del elemento. Los requisitos especifican que se deben ignorar los efectos P-Δ si la carga axial por el desplazamiento de diseño es menor que el 25% del momento plástico.

En el comentario del mismo cuerpo normativo se sugiere que los puentes queden debajo del 25% del momento plástico. Para los casos en donde se presenten estos límites, para evitar los problemas por efecto  $P-\Delta$ , se recomienda:

- Modificar la configuración del puente para reducir la carga muerta.
- Incrementar la capacidad a momento de las columnas.
- Usar Análisis Dinámico No Lineal para considerar explícitamente los efectos  $P-\Delta$ .

En todos los modelos estudiados se verificó si era necesario considerar en el análisis los efectos  $P-\Delta$ . Por ejemplo, en la tabla 4.3 se muestran los valores obtenidos para uno de los modelos elaborados. Como se muestra en la última fila de esta tabla, la carga axial es menor al 25% del momento plástico, en ambas direcciones de análisis, por lo que no es necesario considerar dichos efectos.

En la tabla 4.3 se muestra un resumen de la revisión de los desplazamientos de uno de los modelos estudiados, así como también el momento plástico. Como se muestra en esta tabla, no es necesario considerar los efectos  $P-\Delta$ , ya que el momento producido por la carga axial es menor que el 25% del momento plástico. Esta condición se presentó en todos los modelos estudiados.

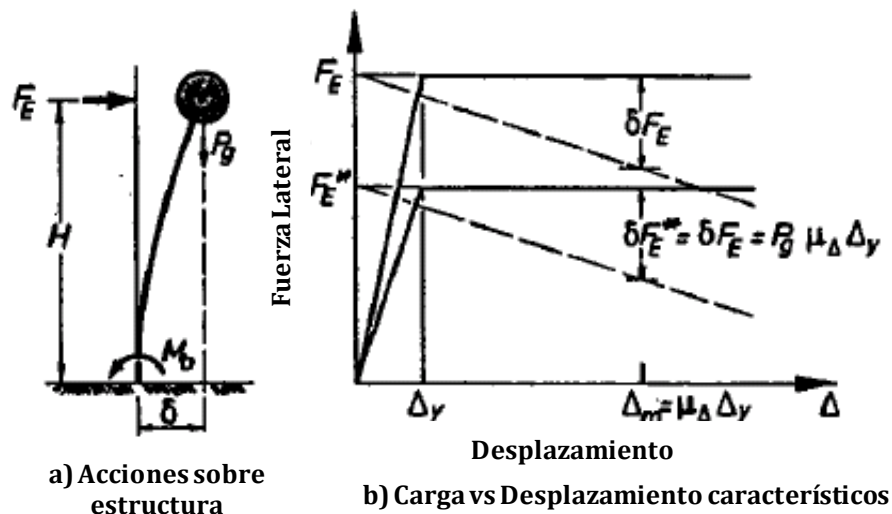
**Tabla 4.3.** Verificación de efectos  $P$ -delta

Dirección Longitudinal		
Variable	Valor	Unidades
$\Delta_x$	0.0497	m
P	463.01	ton
$P\Delta_x$	23.012	ton-m
$M_p$	5581.22	ton-m
$0.25M_p$	1293.305	ton-m
Dirección Transversal		
Variable	Valor	Unidades
$\Delta_y$	0.0497	m
P	463.01	ton
$P\Delta_y$	23.012	ton-m
$M_p$	9001.91	ton-m
$0.25M_p$	2250.4775	ton-m

En la figura 4.4 se presenta un sistema de un grado de libertad en el cual se indica una curva de capacidad que muestra la diferencia entre considerar y no considerar los efectos P- $\Delta$ . Dicha diferencia genera una menor capacidad a cortante del elemento.

#### 4.2.6. Análisis por sismo vertical simplificado

*Efecto de sismo vertical.* En todos los modelos que se estudiaron no se consideraron los efectos del sismo por la componente vertical, debido a que el reglamento de la AASTHO permite llevar a cabo las combinaciones de dos componentes ortogonales.



**Figura 4.4.** Influencia de los efectos P-delta en la resistencia por fuerzas laterales (Priestley, 1976).

En Caltrans 2010, en el apartado 7.2.2, se especifica que el sismo vertical se puede considerar como el 25% de la carga muerta, tanto hacia arriba como hacia abajo, como se observa en la figura 4.5. También, el Eurocódigo 8 propone utilizar la regla de combinación del 30%, incluyendo la componente vertical. No se consideró el efecto de la componente vertical debido a que ésta no genera deformación lateral de la pilas.

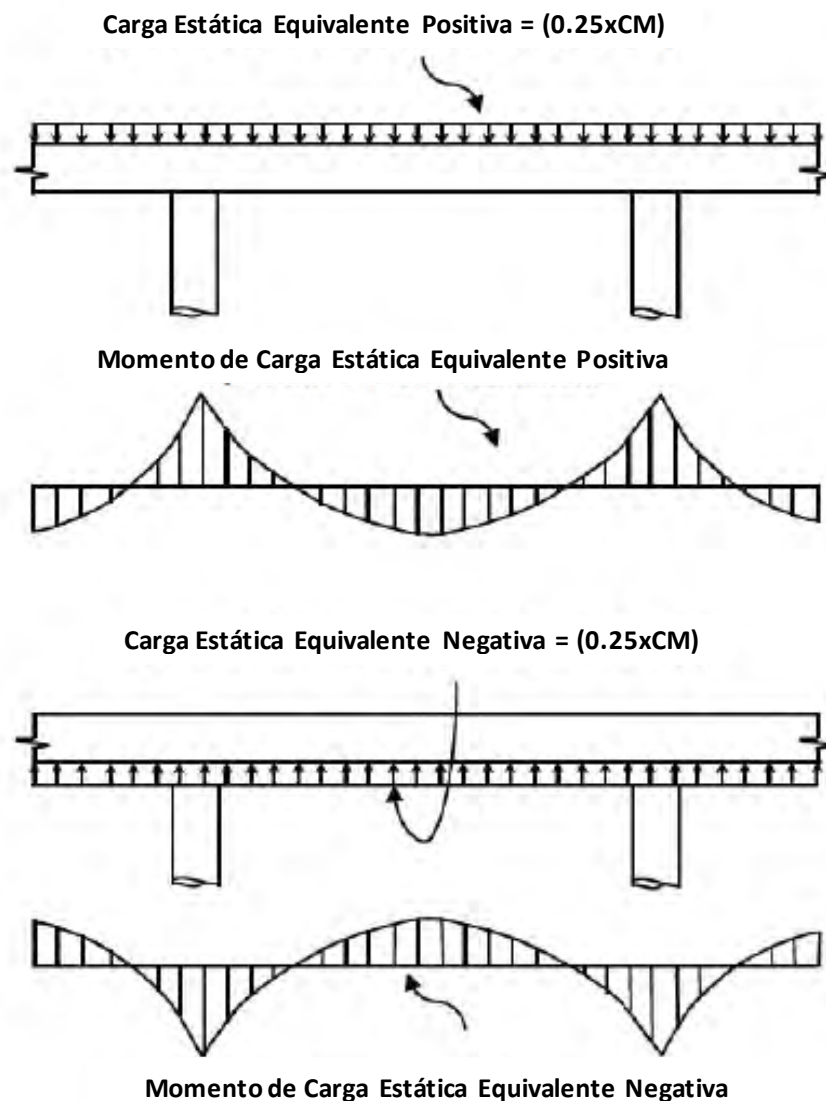
#### 4.3. COMBINACIONES DE CARGAS

En todos los documentos consultados se encontró que para efectos de fuerzas sísmicas se recomienda realizar un análisis combinando con la regla del 30%, esto es  $\pm 100\% \pm 30\%$  de cada dirección de análisis. Entonces, las combinaciones para dos componentes horizontales son:

Combinación 1 = 100%SL + 30%ST

Combinación 2 = 30%SL + 100%ST

donde ST es el sismo transversal al puente y SL es el sismo longitudinal al puente. De estas combinaciones se tomarán como las fuerzas de diseño aquellas que produzcan los mayores esfuerzos al elemento en consideración. Los factores de comportamiento sísmico son aplicables para las fuerzas a flexión, ya que para diseño por cortante se tomará el mayor de cualquiera de las combinaciones mencionadas, con un factor de comportamiento sísmico de uno, conforme al reglamento de la AASTHO.



**Figura 4.5.** Carga y momento estático equivalente para sismo vertical



En construcción se considera un 50% de la fuerza sísmica (SCT 2005), esto se debe a que algunos tipos de puentes registran grandes deformaciones en la etapa constructiva, como lo son los puentes en doble voladizo, puente empujado, etc. Esto no se consideró en los análisis de este trabajo.

#### 4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILAS

##### 4.4.1. Materiales

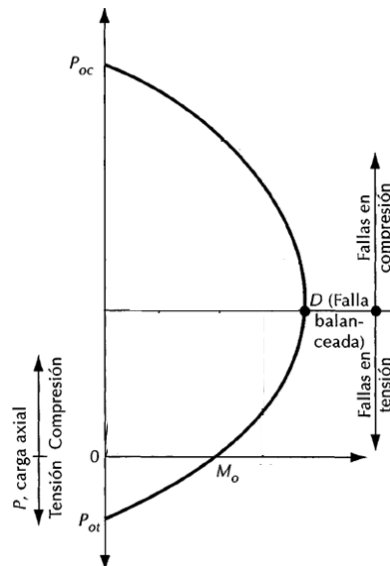
*Módulos de elasticidad y Poisson.* El módulo de elasticidad se calcula mediante la siguiente expresión (AASHTO estándar).

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 \quad (4.1)$$

donde:  $f'_c$  = resistencia a compresión de concreto,  $\text{kg/cm}^2$ . El Módulo de Poisson para estructuras de concreto se puede tomar como 0.2.

##### 4.4.2. Diseño por flexo-compresión

En la figura 4.6 se muestra un diagrama de interacción típica para un elemento de sección rectangular. Un diagrama de interacción representa una familia de excentricidades que puede resistir un elemento sometido a flexo-compresión o flexo-tensión.



**Figura 4.6.** Diagrama de interacción típica de una sección rectangular (G. Cuevas 2001)

*Compresión Pura.* Es la capacidad a compresión de la sección gruesa del concreto, sin considerar el área del acero de refuerzo.

*Tensión Pura.* Es la resistencia a la tensión teórica que resiste el acero de refuerzo

*Flexión Pura.* Es la resistencia a flexión que resiste un elemento, justo cuando la fuerza del bloque a compresión, incluyendo el acero de refuerzo a compresión, es igual a la fuerza de tensión del acero de refuerzo en el extremo donde se producen los esfuerzos a tensión.

Para elementos rectangulares los valores característicos del diagrama de interacción se determinan como:

$$P_{oc} = 0.85(A_g - A_s)f'_c + A_sf_y \quad (4.2)$$

$$P_{ot} = A_sf_y \quad (4.3)$$

$$M_o = 0.9A_sf_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4.4)$$

donde:

$D$  = falla balanceada, este punto del diagrama de interacción es cuando la deformación unitaria de concreto  $\epsilon_c = 0.003$  y del acero  $\epsilon_s = 0.0021$  (figura 4.6)

$d$  = Peralte efectivo

$P_{oc}$  = Compresión pura

$P_{ot}$  = Tensión pura

$M_o$  = Flexión pura

$A_g$  = Área de concreto,  $\text{cm}^2$

$A_s$  = Área de acero de refuerzo,  $\text{cm}^2$

$f'_c$  = Esfuerzo de compresión de concreto,  $\text{kg/cm}^2$

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo,  $\text{kg/cm}^2$

Para el cálculo de compresión pura y tensión pura se considera el área total de refuerzo en la sección, y para flexión pura se utiliza únicamente el acero a tensión a partir del bloque de compresión.

La AASHTO estándar, en su sección 8, propone que las pilas deben resistir la carga de compresión combinada con la carga de flexión (ecuación 4.6), mientras que el cuerpo normativo sugiere una revisión para dos casos. El primer caso consiste verificar que la carga axial de diseño (carga factorizada) sea menor o igual al 10% de la carga axial resistente, para este caso se aplica la ecuación 4.5; es decir rige flexión para la revisión del elemento. El segundo caso es cuando se rebasan estos límites, por lo que se utilizará la ecuación 4.8.

$$\text{Si } Pu < 0.1A_g f'_c \quad (4.5)$$

$$\text{entonces debe cumplir } \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad (4.6)$$

$$\text{Si } Pu \geq 0.1A_g f'_c \quad (4.7)$$

$$\text{entonces debe cumplir } \frac{1}{P_{nxy}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \quad (4.8)$$

$$\text{Si } Pu > 0.2A_g f'_c \quad (4.9)$$

Para el trazo del diagrama de interacción se acepta aplicar la hipótesis que dice que la sección permanece plana después de la fluencia. Además, se acepta que el factor de profundidad de eje neutro,  $\beta$ , se puede tomar como 0.85 para concreto de resistencia normal. La AASHTO estándar, en su apartado 7.6.2 División 1A "Diseño Sísmico", plantea que se debe usar un factor de reducción de resistencia ( $\Phi$ ) de 0.5 cuando la carga axial de diseño supera el 20% de la carga de compresión pura (ecuación 4.8), este factor se va reduciendo hasta llegar a un valor de 0.9. La coordenada de la condición de carga de cada elemento, momento de flexión más carga axial ( $M_u, P_u$ ), debe quedar dentro de la envolvente que se obtiene de este diagrama de interacción.

#### 4.4.3. Diseño por Cortante

La resistencia total por cortante de un elemento está dada por suma de la resistencia por cortante del concreto y el acero de refuerzo transversal. Esta resistencia se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.10)$$

donde:

$V_c$  = Cortante que resiste el concreto, definido como:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_w d \quad (4.11)$$

$V_s$  = cortante que resiste el acero de refuerzo transversal, definido como:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4.12)$$

Cuando el elemento está sometido a compresión la resistencia por cortante del concreto será:

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{2000A_g} \right) \sqrt{f'_c} (b_w d) \quad (4.13)$$

Cuando el elemento está sometido a tensión la resistencia por cortante del concreto será:

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \sqrt{f'_c} (b_w d) \quad (4.14)$$

$f'_c$  = esfuerzo de compresión del concreto,  $kg/cm^2$

$b_w$  = ancho de la sección,  $cm$

$d$  = peralte efectivo,  $cm$

$N_u$  = carga a compresión ó tensión,  $kg$

$A_g$  = área gruesa de concreto,  $cm^2$

$A_v$  = área de refuerzo transversal,  $cm^2$

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero,  $kg/cm^2$

$s$  = separación de refuerzo transversal,  $cm$

#### 4.4.4. Adherencia

Es la longitud necesaria para que el acero de refuerzo desarrolle su esfuerzo de fluencia, dicha longitud debe ser prolongada en los extremos de la pila. Casi siempre esto resulta en el uso de bastones, esto se debe a que los cambios de momentos entre los extremos y el centro de las pilas son muy variables.

Para barras menores a la del No.11, la AASHTO estándar en su apartado 8.25 “Estructuras de concreto”, proporciona la siguiente expresión para el cálculo de la longitud de desarrollo.

$$L_d = \frac{0.15A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}, (kg/cm^2) \quad (4.15)$$

En ningún caso ésta debe ser menor que:

$$0.00565 d_b f_y, (kg/cm^2) \quad (4.16)$$

donde:  $A_b$  = área de la barra,  $cm^2$ ;  $f_y$  = esfuerzo de fluencia,  $kg/cm^2$ ; y  $f'_c$  = esfuerzo de compresión de concreto,  $kg/cm^2$ . Estas longitudes serán afectadas por un factor de 1.4 que depende de la rugosidad del refuerzo, que para este caso aplica para varillas corrugadas.

#### 4.4.5. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal

Pruebas experimentales han mostrado que una buena distribución de refuerzo longitudinal se opone al pandeo del refuerzo transversal, como consecuencia se incrementa un 15% la capacidad de deformación de los elementos.

La AASHTO estándar recomienda usar un mínimo de 1 % y máximo de 4% de cuantía de refuerzo longitudinal. Colocar mayor porcentaje de acero implica cuidar la distribución del

acero en los extremos superior e inferior para que constructivamente sea viable, ya que es común en puentes que la zapata y el cabezal tengan un alto porcentaje de acero.

Para elementos a flexión, es común que uno de sus extremos esté sometido a esfuerzos de tensión, por tal razón los reglamentos sugieren colocar acero mínimo en la zona donde se producen dichos esfuerzos, esto es con el fin de evitar agrietamiento. En la ecuación 4.17 se muestra la expresión para evaluar el momento mínimo que deben resistir los aceros de refuerzo de la sección.

$$1.2M_{cr} = \frac{1.2f_r I_g}{y_i} \quad (4.17)$$

donde:  $M_{cr}$  = momento de agrietamiento;  $f_r$  = módulo de ruptura y  $y_i$  = distancia al eje neutro

#### 4.4.6. Porcentajes de acero de refuerzo transversal

El reglamento AASHTO estándar en su capítulo diseño por sismo, muestra que para zonas donde se formen articulaciones plásticas, se debe de confinar conforme a las siguientes reglas:

- Para pilas de curvatura simple se debe confinar un extremo, para las pilas que formen curvatura doble se debe confinar ambos extremos.
- La cuantía de acero de refuerzo transversal en zonas de articulación plástica, para elemento circular, se toma el mayor de la siguiente expresión:

$$p_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (4.18)$$

$$p_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (4.19)$$

y para elemento rectangular se toma el mayor de la siguiente expresión:

$$A_{sh} = 0.3ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (4.20)$$

$$A_{sh} = 0.12ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (4.21)$$

donde:

$\rho_s$  = cuantía de refuerzo transversal

$A_g$  = área gruesa de sección transversal,  $\text{cm}^2$

$A_c$  = área del núcleo, considerado a partir del centroide del refuerzo transversal,  $\text{cm}^2$

$f'_c$  = esfuerzo de compresión de concreto,  $\text{kg}/\text{cm}^2$

$f_{yh}$  = esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento,  $\text{kg}/\text{cm}^2$

$a$  = separación de refuerzo transversal, cm

En este caso se debe considerar:

a) La separación del refuerzo transversal debe ser el menor de los siguientes casos:

- $\frac{1}{4}$  de la dimensión más pequeña
- En ningún caso debe ser mayor que 15 cm

b) La longitud de confinamiento debe ser el mayor de los siguientes casos:

- $\frac{1}{6}$  de la altura libre de la pila
- $B_{m\acute{a}x}$ , la dimensión máxima de la sección de la columna
- En ningún caso debe ser menor que 45 cm

Además, la longitud de confinamiento debe ser prolongada al medio diámetro o al medio ancho más grande de la columna en los cabezales y en las zapatas.

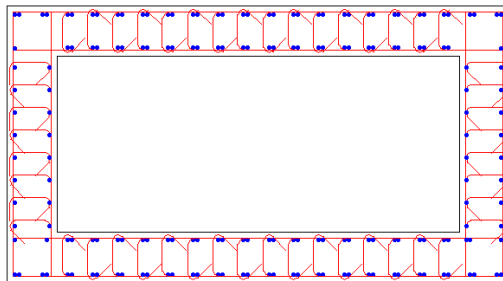
- Para secciones huecas la AASHTO estándar en su apartado 8.17.4 indica lo siguiente:

a) La separación del refuerzo lateral no debe ser mayor que 1.5 veces el espesor de pared o 45 cm.

b) La separación de refuerzo de confinamiento no debe ser mayor que 1.25 veces el espesor de pared o 30 cm.

c) Entre capas de refuerzo de confinamiento deberán existir grapas, las grapas deben tener en un extremo un dobléz de 135 grados y 90 grados en el otro. Las grapas deben existir en todas las intersecciones, y los estribos deben encerrar perfectamente a los refuerzos longitudinales. La separación de las grapas no deber exceder 60 cm.

En la figura 4.7 se muestra una sección transversal de pila rectangular hueca, en ella se muestra, esquemáticamente, lo que sugiere el reglamento AASHTO estándar para confinamiento de columnas en zona de formación de articulaciones plásticas.



**Figura 4.7.** Confinamiento típico de una pila rectangular hueca

#### **4.4.7. Confinamiento en zonas de articulación plásticas de acuerdo a AASHTO LRFD**

El confinamiento se define como la condición en la cual la desintegración del concreto solicitado a compresión está impedida gracias al desarrollo de fuerzas laterales y/o circunferenciales, tales como las que pueden aportar los aceros de refuerzo.

En los comentarios de reglamento AASHTO LRFD se reporta que en el terremoto de Loma Prieta se confirmó la vulnerabilidad de las columnas que no tenían un adecuado confinamiento del núcleo, ni un adecuado anclaje de refuerzo longitudinal. De los daños reportados el mismo cuerpo normativo surge nuevas fuentes de preocupación, entre ellas:

- a) La falta de acero de refuerzo adecuado para los momentos positivos que pueden ocurrir en la superestructura sobre apoyos monolíticos, cuando la estructura está sometida a cargas dinámicas longitudinales.
- b) La falta de resistencia adecuada en las uniones entre columnas y cabezales bajo cargas dinámicas transversales
- c) La falta de refuerzo por torsión, particularmente en cabezales excéntricos.

La demanda de ductilidad real sobre una columna o pila es una función compleja que depende de numerosas variables, como: las características del evento sísmico, el nivel de fuerza de diseño, los períodos de vibración del puente, la geometría del ciclo de histéresis de las columnas, el coeficiente de amortiguamiento elástico, la contribución de la cimentación, las condiciones del suelo a la flexibilidad de la estructura y la longitud de articulación de la pila.

El potencial de que una columna resulte dañada también está asociado con la relación entre la duración del movimiento vibratorio y el período natural de vibración del puente. Esta

relación será un indicador del número de excursiones de fluencia y por lo tanto, de la demanda de ductilidad acumulada (AASHTO LRFD).

Los problemas que se comentaron en el listado anterior sugieren lo siguiente:

- a) Los estribos deberán consistir en un gancho con un ángulo de doblado de  $135^\circ$  más una prolongación no menor que seis diámetros de la barra ó 75 mm en su extremo libre, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Se deberán utilizar estribos en regiones donde se provee la formación de articulaciones plásticas. Estos estribos y las ubicaciones donde son requeridos deberán estar especificados tanto en las memorias de cálculo como en los planos estructurales para su correcta ejecución en la obra.
- b) La intención de los requisitos de este artículo es minimizar el potencial de falla por corte de las columnas. La fuerza de corte de diseño se especifica como aquella que es capaz de ser desarrollada ya sea por la fluencia en flexión de las columnas o la fuerza elástica de corte de diseño. Este requisito se agregó debido al potencial de colapso de la estructura en caso que una columna falle por corte.
- c) Una columna puede fluir ya sea en dirección longitudinal o transversal. En el caso de columnas no circulares, para determinar el refuerzo transversal se debería utilizar la fuerza de corte correspondiente al máximo cortante desarrollado en cualquier dirección.
- d) La contribución del concreto a la resistencia al cortante no es confiable dentro de las zonas de formación de rótulas plásticas, particularmente en presencia de bajos niveles de carga axial, ya que las inversiones de la carga provocan fisuración en la totalidad de la sección. En consecuencia, la contribución del concreto a la resistencia a cortante se debería reducir si los niveles de carga axial son menores que  $0,10f'_c A_g$ .
- e) La principal función del refuerzo transversal especificada en dicho apartado del cuerpo normativo es asegurar que la carga axial soportada por la columna luego del desprendimiento del recubrimiento de concreto sea al menos igual a la carga que soportaba antes del desprendimiento, y asegurar que no haya pandeo del refuerzo longitudinal. Por este motivo también es importante la separación del refuerzo de confinamiento. Desde luego no es adecuado



simplemente solapar el refuerzo espiral. Si el recubrimiento del concreto es desprendido, el zuncho se podría desenrollar. Los estribos rectangulares también se deberían anclar doblando los extremos hacia el interior del núcleo.

#### 4.4.8. Relación de esbeltez

La AASHTO estándar recomienda que en los diseños de las pilas se debe de cuidar que la relación de esbeltez no supere el 22 para elementos no arriostrados y lo que resulte de la ecuación 4.22 para elementos arriostrados:

$$32-12M_1/M_2 \quad (4.22)$$

donde:  $M_1$  = momento menor y  $M_2$  = momento mayor. En ningún caso la relación de esbeltez debe ser mayor de 100.

Cuando se considera la relación de esbeltez, la excentricidad a considerar se calcula con la siguiente expresión:

$$e = (1.524 + 0.03h) \text{ (cm)} \quad (4.23)$$

donde:  $h$  = el lado largo de la columna y/o el diámetro para el caso de sección circular, cm

#### 4.4.9. Recubrimientos

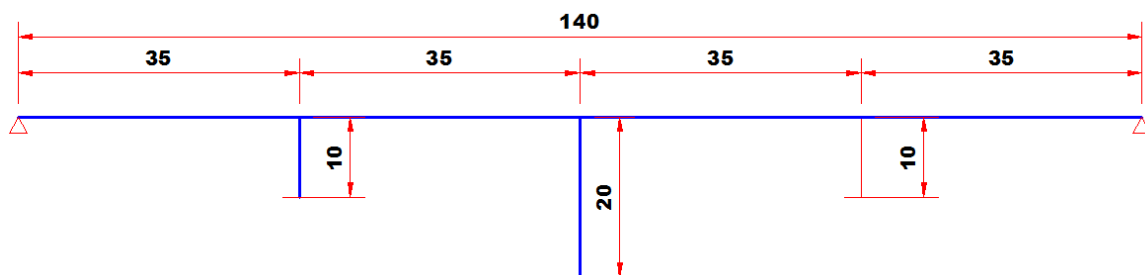
El recubrimiento mínimo es necesario para lograr durabilidad e impedir el desconche que provocan los esfuerzos de tensiones de adherencia, además de permitir una tolerancia para la colocación de los refuerzos. La AASHTO sugiere los valores de recubrimientos que se indican en la tabla 4.4 para diferentes situaciones a la cual está expuesto el acero de refuerzo de puentes.

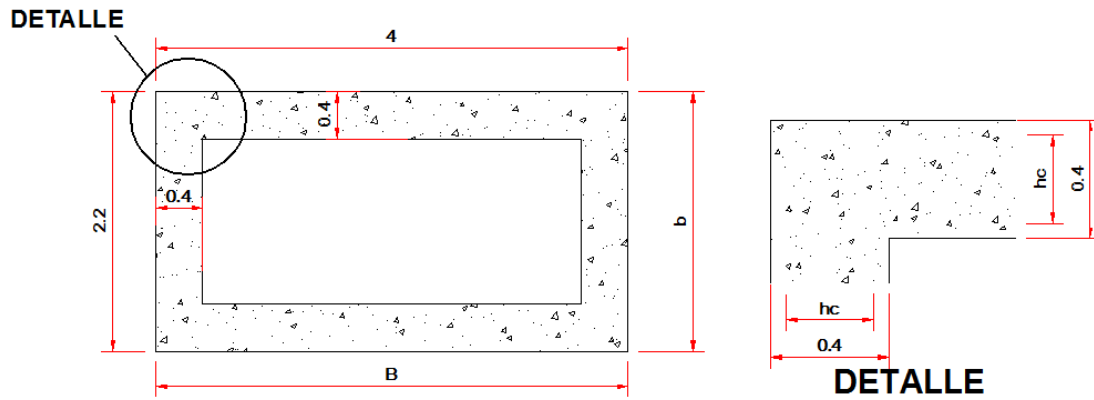
### 4.5. EJEMPLO DE DISEÑO

En esta sección se muestra como ejemplo el diseño de la pila de eje 2, del modelo M-01, que es uno de los puentes estudiados en esta investigación. Este puente tiene la geometría general que se muestra en la figura 4.8 y las dimensiones de la pila esquematizadas se muestra en la figura 4.9. El ancho de carpeta es considerado de 10 m, con un espesor de 0.12 m.

**Tabla 4.4.** Recubrimientos mínimos (AASHTO LRFD)

Situación	Recubrimiento (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Exposición directo al suelo	75
Ubicación en zonas costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficie de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones exteriores	50
*Barras de 36mm	40
*Barras de 43mm y 57mm	50
Fondos de losas colado en sitio	25
*Barras de 36mm	25
*Barras de 43mm y 57mm	50
Cimbra inferior para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de concreto reforzado	50
Pilotes prefabricados de concreto	50
Pilas de concreto colado en sitio	50
*Ambientes no corrosivos	50
*Ambientes corrosivos	50
***En general	75
***Acero protegido	75
*Losas	50

**Figura 4.8.** Geometría en Elevación de puente en estudio



**Figura 4.9.** Sección transversal tipo de Pilas

#### 4.5.1. Análisis Unimodal

Para calibrar los modelos hechos en SAP 2000 para el diseño y el Análisis Estático No Lineal se realizó el procedimiento siguiente. En la cual se muestra el cálculo de periodo fundamental longitudinal del puente.

##### MATERIALES:

$P_v = 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3$  peso volumétrico de concreto reforzado.

$P_a = 2.2 \text{ ton} / \text{m}^3$  peso volumétrico de carpeta asfáltica.

$f'_c = 350 \text{ kg} / \text{cm}^2$

$E = 15100\sqrt{f'_c} = 2,619,160 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

**PASO 1.** Cálculo de rigidez efectiva de pilas en dirección longitudinal. En este paso se utiliza la ecuación para el cálculo de la inercia de una sección hueca, así como también se usa la ecuación para el cálculo de rigidez de elementos en voladizo.

$$I_x = \frac{[Bb^3 - (B - 2t)(b - 2t)^3]}{12} = 2.817 \text{ m}^4$$

$$I_{agx} = 0.5I_x = 1.409 \text{ m}^4$$

$$kx_{ef} = 2 \frac{3EI_{agx}}{h_1^3} + \frac{3EI_{agx}}{h_2^3} = 23489 \text{ ton/m}$$

**PASO 2.** Análisis por Carga Muerta.

$$h_1 = 10 \text{ m}$$

$$h_2 = 20 \text{ m}$$

Calculo de peso propio de Pilas

$$B = 4 \text{ m}$$

$$b = 2.2 \text{ m}$$

$$t = 0.4 \text{ m}$$

$$A_g = Bb - (B - 2t)(b - 2t) = 4.32 \text{ m}^2$$

$$P_c = A_g P_v (2h_1 + h_2) = 414.72 \text{ ton}$$

$$\text{Tablero} = 3.74 * 2.4 * 35 * 4 = 1256.64 \text{ ton}$$

$$\text{Asfalto} = 2.2 * 0.12 * 35 * 4 * 10 = 369.6 \text{ ton}$$

$$W = W_b + \frac{P_c}{2} = 1833.6 \text{ ton}$$

**PASO 3.** Cálculo de propiedades dinámicas (Periodo longitudinal del puente).

$$m = \frac{W}{9.81} = 186.91 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \text{s}^2$$

$$w = \sqrt{\frac{kx_{eff}}{m}} = 11.21 \text{ rad/s}$$

$$T_x = \frac{2\pi}{w} = 0.56 \text{ s}$$

Para el puente se elaboró un modelo en SAP 2000, a partir del cual se obtuvieron los periodos fundamentales que se indican en la tabla 4.5 (se consideraron  $I_{ag}$ ). Podemos ver que para el primer modo de vibrar si se parece bastante al calculado manualmente.

**Tabla 4.5.** *Periodos fundamentales del modelo M-01*

Modo	Periodo (s)	Modo
1	0.5633	Longitudinal
2	0.3421	Transversal
3	0.0591	Vertical
4	0.0395	Vertical
5	0.0395	Vertical

**4.5.2. Diseño por flexocompresión****PASO 1.** Cálculo de área de concreto y área de acero

Datos:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_o = 0.85A_g f'_c + f_y A_s$$

$$\text{Lado corto } b = 220\text{cm}$$

$$\text{Lado largo } B = 400\text{cm}$$

$$\text{espesor } t = 40\text{cm}$$

$$A_g = (Bb - (B - 2t)(b - 2t)) = 43200 \text{ m}^2$$

De los diseños preliminares se ha calculado el siguiente refuerzo longitudinal:

$$A_s = 140\#10 + 32\#8 = 140(7.917) + 32(5.07) = 1,270.56 \text{ cm}^2$$

**PASO 2.** Comparación de resistencia contra demanda. La demanda son resultados del modelo elaborado con SAP2000.

Compresión pura

$$P_o = \frac{(0.85(43200 - 1270.56)(300) + 4200(1270.56))}{1000} = 16,028 \text{ ton}$$

Tensión pura

$$P_t = \frac{4200(1,270.56)}{1000} = 5,336 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 4,190 \text{ ton}$$

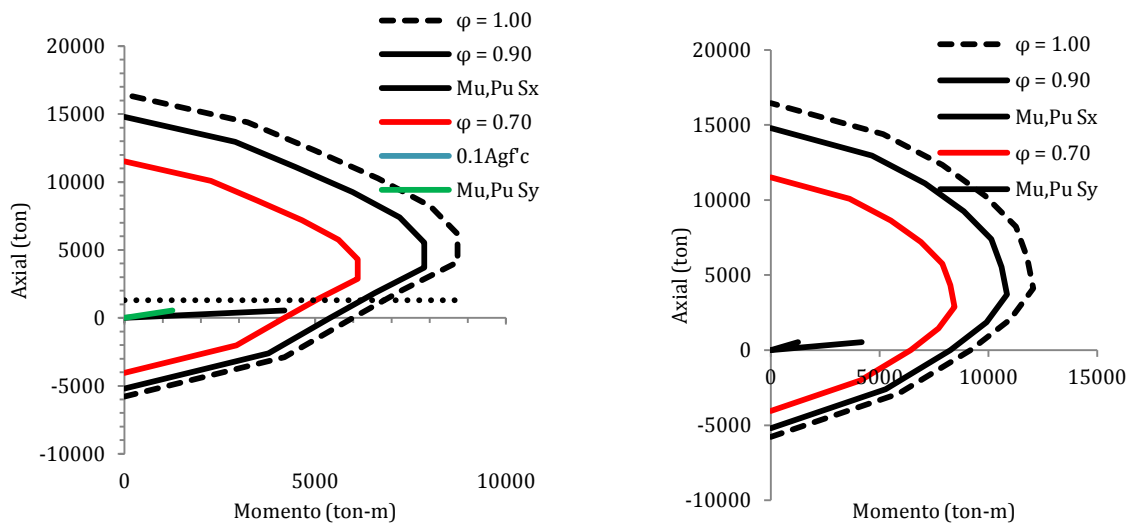
$$\phi M_{nx} = 5,200 \text{ ton}$$

$$M_{uy} = 1,256 \text{ ton}$$

$$\phi M_{ny} = 8,400 \text{ ton}$$

$$\frac{4,190}{5,200} + \frac{1,256}{8,400} \leq 1 = 0.96$$

Con estos datos se definen los diagramas de interacción de la columna del eje 2 del modelo M-01, los cuales se muestran en la figura 4.10.



**Figura 4.10.** Diagrama de interacción de pila eje extremo, modelo M-01

**4.5.3. Diseño por cortante**

Refuerzo de confinamiento en zonas de articulación plástica

Datos:

Recubrimiento  $r = 3.81 \text{ cm}$

Diámetro de barra  $db = 3.175 \text{ cm}$  varilla #10

Ancho del alma  $h = 0.40 \text{ m}$  (de la fig. 4.9)

Ancho de núcleo  $h_c = h - 2r - db = 40 - 2 * 3.81 - 3.175 = 29.205 \text{ cm}$  (de la fig. 4.9)

Separación de refuerzo  $a = 10 \text{ cm}$

Área gruesa a confinar  $A_g = Bh = 400 * 40 = 16000 \text{ cm}^2$

Área del núcleo  $A_g = Bh_c = 400 * 29.205 = 11682 \text{ cm}^2$

**PASO 1.** Cálculo de resistencia total de la sección hueca que se muestra en la figura 4.9.

$$V_u = 170 \text{ ton}$$

Cortante que resisten el concreto

$$\Phi = 0.85$$

$$V_c = \phi 0.53 b h_c \sqrt{f'_c} = 0.85 * 0.53 * 220 * 40 \sqrt{300} = 68660 \text{ kg}$$

$$2V_c = 137.33 \text{ ton} \text{ correspondiente a las dos almas}$$

Separación mínima de refuerzo transversal

$$s = 30 \text{ cm}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi A_s d f_{yh}}{s} = \frac{0.85 * 2 * 1.27 * 220 * 4200}{30} = 133000 \text{ kg}$$

$$V_r = 137.33 + 133 = 270 \text{ ton} \text{ es mayor que el cortante de diseño}$$

**PASO 2.** Cálculo de refuerzo en zona de rótula plástica.

Se tomará el mayor de los dos siguientes casos:

$$A_{sh} = 0.3ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] = 0.3(10 * 29.205) \frac{300}{4200} \left[ \frac{16000}{11682} - 1 \right] = 2.313 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.12ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} = 0.12 * 10 * 29.205 * \frac{300}{4200} = 2.503 \text{ cm}^2 \text{ rige}$$

Decidimos usar varillas #4 cuya área es  $(\frac{4}{8} * 2.54)^2 \frac{\pi}{4} = 1.27 \text{ cm}^2$ , luego el número de barras será entonces  $\frac{A_{sh}}{A_{s\#4}} = \frac{2.503}{1.27} = 1.97 \text{ pzas de barras del \#4}$

**PASO 3.** Cálculo de distribución de refuerzo transversal y longitudinal en zona fuera de rótula plástica..

Los ganchos deben distribuirse en la sección transversal sin rebasar 60.96 cm

La separación de los refuerzos transversales será el mínimo de los siguientes dos casos:

a)  $L_c = 30.48 \text{ cm}$

b)  $L_c = 1.25h = 50 \text{ cm}$

La separación de los refuerzos longitudinales será el mínimo de los siguientes dos casos:

a)  $L_c = 45.72 \text{ cm}$

b)  $L_c = 1.5h = 60 \text{ cm}$

**PASO 4.** Cálculo de la distribución y altura de confinamiento en zona de rótula plástica.

La separación de refuerzo debe ser el mayor de los siguientes casos:

a)  $s = \frac{h}{4} = 10 \text{ cm}$

b)  $s = 15 \text{ cm}$

La altura de distribución de dichos refuerzos por confinamiento será la mayor de los siguientes casos:

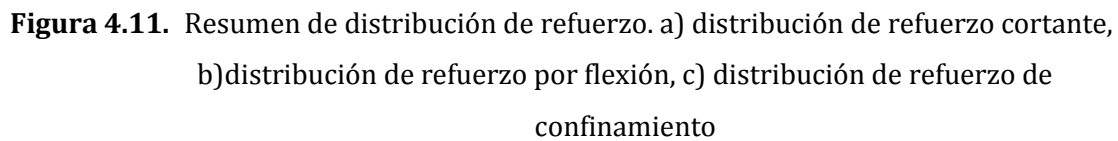
$$L = 1000 \text{ cm altura libre de la columna}$$

a)  $L_c = \frac{L}{6} = \frac{1000}{6} = 166 \text{ cm}$

b)  $L_c = 45 \text{ cm}$

c)  $L_c = B_{\text{máx}} = 400 \text{ cm}$





50

**Tabla 4.6.** *Resumen de refuerzo longitudinal obtenido para todos los modelos*

Modelo	$A_s$ (cm)	$A_g$ (cm)	$p_s$
M-01	701	43200	1.62%
M-02	701	49600	1.41%
M-03	554	25447	2.18%
M-04	396	25447	1.56%
M-05	831	26389	3.15%
M-06	627	25447	2.46%

**Tabla 4.7.** *Resumen de refuerzo transversal para modelos M-03 al M-06.*

Modelo	M-06,M-03	M-04	M-05
$h$ (cm)	<b>150</b>	<b>180</b>	<b>250</b>
$h_c$ (cm)	140	170	240
$p_s$	0.0086	0.0086	0.0086
$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	300	300	300
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4200	4200
$A_s$ #6 (cm <sup>2</sup> )	1.98	2.85	2.85
$s$ (cm)	6.60	7.82	5.54
ZRP	<a href="#">S#5@6.5</a>	<a href="#">S#6@7.8</a>	<a href="#">S#6@5.5</a>
FRP	<a href="#">S#5@20</a>	<a href="#">S#6@20</a>	<a href="#">S#6@20</a>
ZRP=Zona de Rótula plástica FRP=Fuera de Rótula Plástica			

Nota: Para el modelo M-01 el refuerzo por cortante se muestran en los cálculos del ejemplo de diseño por cortante. Para la pila del modelo M-02 tendrá el mismo refuerzo por cortante.

Como se observa en la tabla 4.6, los porcentajes del acero de refuerzo longitudinal están entre el 1% y el 6%, conforme lo marca el reglamento AASHTO, así como también se ha revisado que cada uno de ellos cumpliera con el diseño por cortante. Además, en la tabla 4.7 se presentan los refuerzos por confinamiento, estos refuerzos se calcularon como se hizo para el modelo M-01. En los casos donde se presenta doble curvatura se confinarán ambos extremos, ya que para los modelos que forman curvatura simple se requiere confinar el extremo empotrado con la zapata del puente, de acuerdo a lo que especifica el reglamento AASHTO estándar. Los refuerzos de cortante o confinamiento se distribuirán a un medio diámetro o peralte mayor de las pilas, hacia adentro de las zapatas y cabezales. Este requisito se especifica en la sección División 1A "Diseño por sismo" del mismo cuerpo normativo.

# CAPÍTULO 5

## Cálculo de Ductilidad Mediante Análisis Estático No Lineal

---

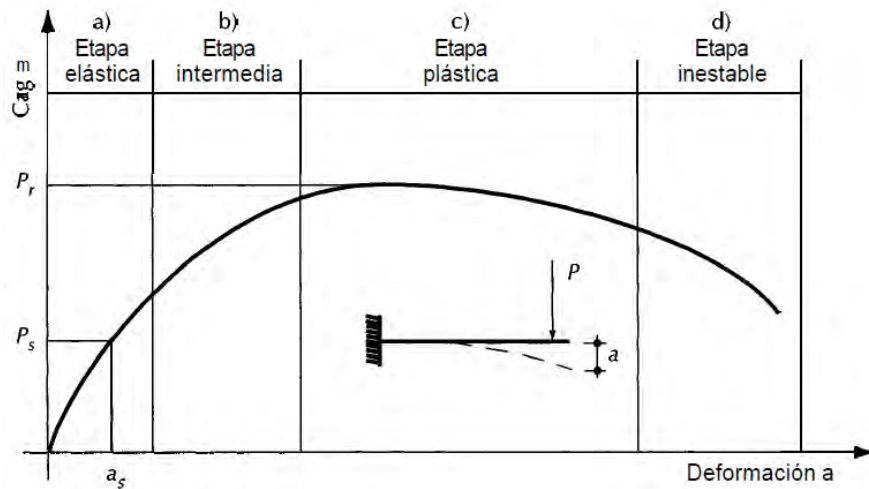
El Análisis Estático No Lineal, también conocido como Análisis Push-over, es un análisis estructural estático, que consiste en una aplicación de carga estática monótona creciente, hasta llevar al sistema al colapso. Este análisis incluye el comportamiento no lineal de los materiales, esto quiere decir que para llevar a cabo este tipo de análisis es necesario conocer la curva esfuerzo deformación de los materiales que componen al sistema, concreto y acero de refuerzo para el caso de elementos de concreto reforzado. Este tipo de análisis se ha utilizado en este trabajo para calcular las curvas de capacidad de cada uno de los modelos elegidos.

En un Análisis Estático No Lineal se deben mostrar los siguientes puntos de un diagrama de capacidad, como el de la figura 5.1 (Cuevas, 2005):

- a) Una etapa inicial elástica, en la que las cargas son proporcionales a las deformaciones. Es frecuente que bajo las condiciones permanentes de servicio (excluyendo las cargas de corta duración como viento o sismo), la estructura se encuentre en esta etapa. La carga de servicio se ha marcado en la figura 5.1 como  $P_s$ , y la deformación lateral del elemento correspondiente como  $a_s$ .
- b) Una etapa intermedia en la que la relación carga-deformación ya no es lineal, pero en la que la carga va creciendo.
- c) Una etapa plástica, en la que se producen deformaciones relativamente grandes para incrementos pequeños o nulos de las cargas. La resistencia  $P_r$  se encuentra en esta etapa. Debido a la forma de la curva, es difícil establecer cuál es la deformación correspondiente a la resistencia.
- d) Una etapa inestable, caracterizada por una rama descendente hasta el colapso, donde a mayores deformaciones la carga disminuye.

Del diagrama de capacidad, como el de la figura 5.1, se puede definir el factor de seguridad como el cociente  $P_r/P_u$  donde  $P_r$  es la carga lateral resistencia y  $P_u$  es la carga de

demanda. La estructura tendrá una resistencia adecuada, si este factor es mayor que un valor predeterminado considerado como aceptable.



**Figura 5.1.** Gráfica Carga-Deformación (G. Cuevas 2005)

Para investigar si el comportamiento bajo condiciones de servicio es satisfactorio, se deberá comparar el valor de la deformación correspondiente a  $P$ , con ciertos valores preestablecidos que se estimen tolerables, de acuerdo con experiencias anteriores.

Es interesante hacer notar que en la etapa plástica, a una variación muy pequeña de la carga corresponde una variación importante en la deformación de la estructura. Por lo tanto, si las acciones en esta etapa se determinan a partir de las deformaciones, entonces los errores importantes en la estimación de éstas sólo producirán variaciones insignificantes en el valor de la acción. Por el contrario, es difícil predecir en esta etapa el valor de la deformación que corresponderá a una carga determinada.

El ejemplo anterior muestra claramente que es necesario conocer las relaciones acción-respuesta correspondiente a una variación de  $P$ , desde un valor nulo hasta el que produce el colapso. Esta información permite conocer el grado de seguridad de la estructura y estimar el intervalo de carga bajo el cual el sistema se comportará satisfactoriamente. Así como también, la ductilidad del elemento se puede definir como la deformación asociada a la carga  $P_u$  entre la deformación asociada a la deformación de fluencia, quedando la ecuación de ductilidad de la siguiente manera:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.1)$$

donde:  $\Delta_u$  = desplazamiento último y  $\Delta_y$  = desplazamiento de fluencia

En párrafos anteriores se describe la curva de capacidad en función de los intervalos, pero una descripción mejor de los puntos de la curva se logra detallando los tipos de desplazamientos que definen con más claridad los puntos principales de una curva de capacidad, los cuales son:

- Desplazamiento de fluencia. Es el desplazamiento máximo de fluencia del elemento, también conocido como el límite elástico.
- Desplazamiento de diseño. Es el desplazamiento objetivo, o el desplazamiento para el cual está diseñado el elemento estructural, también conocido como el desplazamiento esperado de la estructura durante su vida útil y/o durante un evento sísmico de diseño.
- Desplazamiento plástico. Es el desplazamiento máximo que es capaz de tolerar la estructura, una vez que se presente este desplazamiento en los elementos.

### 5.1. ALCANCES Y LIMITACIONES DE LOS MODELOS ESTUDIADOS

Para el análisis de la ductilidad de diferentes configuraciones estructurales de puentes se consideran algunos modelos específicos, los cuales se seleccionaron en función de los siguientes criterios:

- a) En todos los modelos estudiados se ha considerado que el neopreno de apoyo entre superestructura y subestructura es capaz de transmitir toda la fuerza cortante necesaria para generar el comportamiento inelástico de las pilas.
- b) Se ha considerado que los topes sísmicos son capaces de transmitir toda la fuerza cortante a las pilas.
- c) Los estribos se modelaron considerando el apoyo extremo simplemente apoyado, con grados de libertad en direcciones transversal y longitudinal del puente, esto es con la finalidad de permitir una libre deformación lateral de las pilas
- d) Como una primera etapa de análisis, no se consideró la interacción dinámica suelo-estructura, la base de las pilas fueron considerados como empotramiento perfecto.
- e) Para los puentes de múltiples pilas por eje, en los nodos extremos superiores de las pilas se colocaron nodos esclavos, para simular el cabezal. Debido a la gran rigidez de estos elementos, los nodos responden a iguales desplazamientos laterales.
- f) Se ha considerado que las articulaciones ocurren en las pilas, esto es porque es común que en puentes los elementos portantes suelen ser de mayor resistencia que las

columnas, debido a la gran magnitud de carga móvil a las que son diseñadas, esto se comentó con más detalle en capítulo 2 de esta tesis.

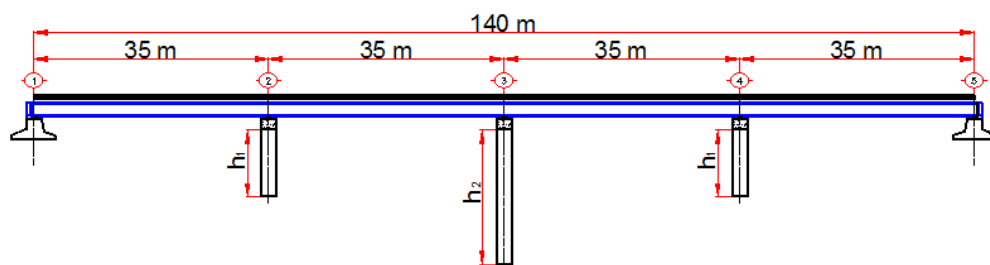
Las secciones transversales de las pilas de los puentes estudiados fueron propuestas según los criterios de diseño que se resumieron en el capítulo anterior. En la tabla 5.1 se indican las alturas, tipos de apoyo, número de pilas por eje y tipo de sección que diferencian cada uno de los modelos de análisis y el nombre de éstos. Además, en la figura 5.2 se muestran esquemas de dimensiones generales y configuraciones de los seis modelos de puentes utilizados en los análisis. Para cada puente se diseñaron dos columnas, una extrema y una central, debido a la diferencia de alturas entre estos elementos. Las alturas se definieron considerando pilas cortas (5 m), pilas de longitud intermedia (entre 10 m y 20 m) y pilas de gran longitud (40 m)

**Tabla 5.1.** *Modelos estudiados*

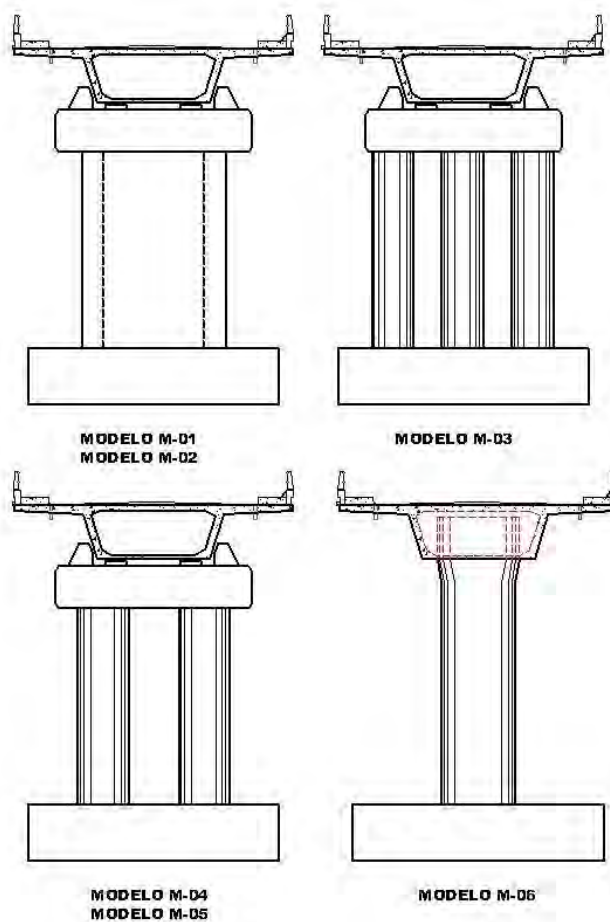
Modelos	Pila extremo Altura (m)	Pila central Altura (m)	Apoyos en cabezales	Número de pilas por eje	Tipo de sección
M-01	10	20	Neopreno	1	Rectangular hueca
M-02	20	40	Neopreno	1	Rectangular hueca
M-03	5	10	Neopreno	3	Circular llena
M-04	10	20	Neopreno	2	Circular llena
M-05	10	20	Neopreno	2	Circular hueca
M-06	5	10	Monolítico	1	Circular llena

## 5.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Para poder llevar a cabo un Análisis Estático No Lineal es necesario conocer el momento plástico de un elemento, esta resistencia se obtiene a partir del diagrama momento-curvatura. Para el cálculo de diagrama momento-curvatura es necesario emplear curvas teóricas esfuerzo-deformación del concreto reforzado y del acero de refuerzo longitudinal. En la figura 5.3a se muestra una curva esfuerzo-deformación de Mander para concreto reforzado confinado con resistencia a compresión  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  y en la figura 5.3b se muestra una curva esfuerzo deformación de acero estructural para este caso con esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$ .

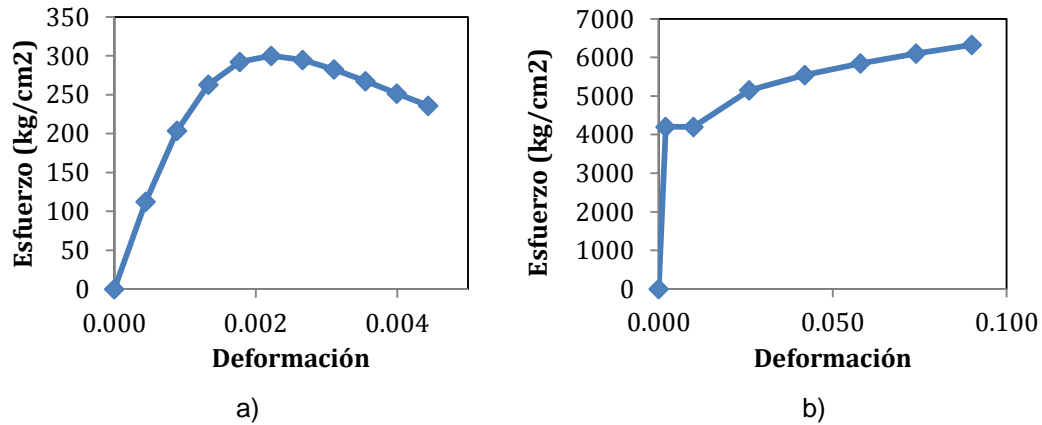


a)



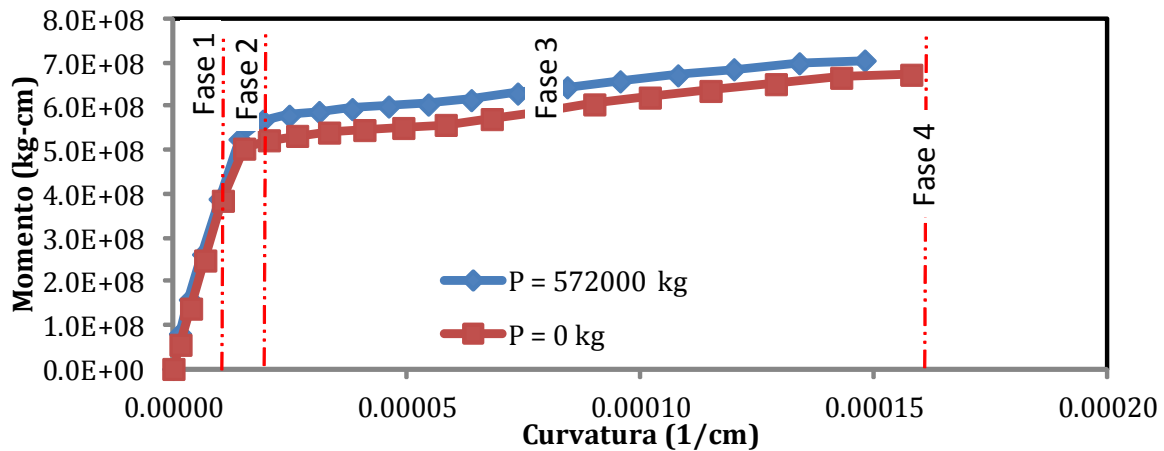
b)

**Figura 5.2.** Esquema general de los modelos de puentes utilizados. a) Elevación longitudinal, b) Elevación transversal.



**Figura 5.3.** Curvas esfuerzo deformación. a) Concreto reforzado, b) acero estructural.

En los diagramas momento-curvatura, es también importante considerar la carga axial, dicha fuerza proporciona mayor ductilidad al elemento cuando la carga axial es menor que la carga axial que corresponde a la carga axial de la falla balanceada del diagrama de interacción del elemento. En la figura 5.4, se muestran dos casos de análisis, con y sin la consideración de la carga axial y como se observa los diagramas momento-curvatura varían. Por otro lado, la AASHTO LRFD sugiere calcular el momento plástico mediante el diagrama de interacción, considerando que el elemento flexo-comprimido supera en 30% su resistencia total; es decir se toman los valores del diagrama con el 100%, sin reducir.



**Figura 5.4.** Diagrama momento-curvatura de un elemento de concreto reforzado



### 5.3. MOMENTO CURVATURA IDEALIZADA

Una forma simplificada de calcular el diagrama momento-curvatura, es considerando cuatro fases de estados de deformación del elemento, que según Park y Paulay (1988) consiste en lo siguiente:

- Fase 1. Sección sin grieta (intervalo elástico). Este primer punto del diagrama se obtiene suponiendo que el concreto no sufre ninguna grieta; es decir, se obtiene, considerando una deformación permisible de inicio de agrietamiento del concreto.
- Fase 2. Fluencia del acero (intervalo elástico). Este segundo punto se obtiene considerando que la deformación unitaria del acero alcanza al menos el 0.0021; es decir, el concreto comienza a agrietarse.
- Fase 3. Aplastamiento de concreto (intervalo inelástico). Este tercer punto se obtiene considerando que el concreto supera una deformación unitaria de 0.003; o sea la deformación de agrietamiento del concreto. Al llegar a este nivel de deformación es claro que el acero ya rebasó su límite elástico.
- Fase 4. Deformación última (intervalo inelástico). Este cuarto punto del diagrama, se obtiene considerando que el elemento supera cierta rotación y es cuando ya se forman una articulación plástica. La curvatura asociada a este nivel de deformación también se le denomina curvatura plástica y en la ordenada vertical se tendría el momento plástico.

### 5.4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL TIPO CALTRANS

En el apartado 3.1.3 del cuerpo normativo Caltrans 2010 se muestra un procedimiento simplificado para el cálculo de capacidad de deformación de una pila de puente, así como también para el cálculo de ductilidad de desplazamiento del elemento a partir de estas curvas de capacidad, se decide usar este procedimiento debido a su simplicidad y fácil entendimiento para evaluar la capacidad de ductilidad de una pila. El procedimiento consiste en lo siguiente:

- El desplazamiento total de una pila es la suma del desplazamiento de fluencia más el desplazamiento plástico. Esto es:

$$\Delta_c = \Delta_Y^{col} + \Delta_p \quad (5.2)$$

- El desplazamiento de fluencia depende fundamentalmente de la longitud de curvatura del elemento, obtenido como:

$$\Delta_Y^{col} = \frac{L^2}{3} \phi_Y \quad (5.3)$$

$$\Delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (5.4)$$

$$\theta_p = L_p \phi_p \quad (5.5)$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_Y \quad (5.6)$$

donde:

$\Delta_c$  = desplazamiento total de la columna

$\Delta_Y^{col}$  = desplazamiento de fluencia de la columna

$\Delta_p$  = desplazamiento plástico

$\phi_Y$  = curvatura de fluencia

$\theta_p$  = rotación plástica

$L_p$  = longitud plástica

$\phi_p$  = curvatura plástica

$\phi_u$  = curvatura última

- La longitud plástica es la longitud de la pila en donde la curvatura es constante, obtenida mediante:

$$L_p = 0.08L + 0.00224f_{ye}d_{bl} \geq 0.0045f_{ye}d_{bl} \text{ (kg, cm}^2\text{)} \quad (5.7)$$

donde:

$d_{bl}$  = diámetro del refuerzo longitudinal del elemento

$f_{ye}$  = esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal

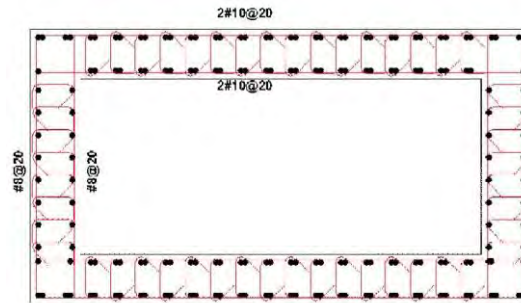
$L$  = Longitud libre del elemento

### 5.5. CÁLCULO DE DUCTILIDAD PARA ELEMENTO EN CURVATURA SIMPLE

Este tipo de curvatura se presentan en pilas en donde uno de sus extremos tiene apoyos tipo elastómeros, este dispositivo genera condiciones de apoyo articulado en el extremo superior de la pila del puente, como consecuencia la pila no toma momento en este extremo.

Un ejemplo de pila con curvatura simple es la pila del eje extremo del modelo M-01, que viene siendo una columna de sección rectangular hueca. Para esta pila se ejemplifica el cálculo de la ductilidad. En la figura 5.5 se muestra el acero de refuerzo longitudinal obtenido del diseño realizado, que se destaca en el capítulo 4 de esta tesis. En todos los casos se ha

considerado una resistencia del acero de refuerzo de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y para concreto se ha considerado una resistencia a compresión de  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ .



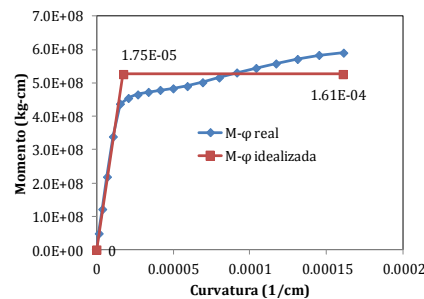
**Figura 5.5.** Sección transversal de pila extremo del modelo M-01

En la figura 5.6 se presenta el diagrama de momento-curvatura correspondiente al modelo en estudio, calculado con el programa SAP2000. Conforme a modelo de Caltrans de esta curva se define la curvatura última, la curvatura de fluencia y el momento plástico, cuyos valores son:

$$\phi_Y = 0.0000175 \text{ 1/cm}$$

$$\phi_u = 0.000161 \text{ 1/cm}$$

$$M_p = 526200000 \text{ kg-cm} = 5262 \text{ ton-m}$$



**Figura 5.6.** Diagrama momento curva de pila extremo del modelo M-01

Con los datos calculados se obtiene la curvatura plástica, sustituyendo datos en la ecuación 5.6.

$$\phi_p = \phi_u - \phi_Y = 0.000161 - 0.0000175 = 0.0001435 \text{ 1/cm}$$

Se sabe que el desplazamiento de fluencia es

$$\Delta_Y^{col} = \frac{L^2}{3} \phi_Y = \frac{1000^2}{3} (0.0000175) = 5.833 \text{ cm}$$

## Cálculo de la longitud plástica

Para el cálculo de longitud plástica Caltrans propone 2 ecuaciones, y se toma la que resulte mayor de estos dos casos (ecuación 5.7). En el diseño del refuerzo longitudinal se han usado varillas calibre#10 cuyo diámetro es  $d_{bl} = \frac{10}{8} * 2.54 = 3.175 \text{ cm}$ , sustituyendo en la ecuación 5.9 y 5.10 se obtiene:

$$\text{Caso 1} \quad L_p = 0.08(1000) + 0.00224(4200)(3.175) = 109.87 \text{ cm}$$

$$\text{Caso 2} \quad L_p = 0.0045(4200)(3.175) = 60 \text{ cm}$$

Una vez obtenido la longitud plástica se calcula la rotación plástica del elemento mediante la ecuación 5.4.

$$\theta_p = L_p \phi_p = 109.87(0.0001435) = 0.0157664 \text{ rad}$$

Una vez obtenida la rotación plástica, se procede a calcular el desplazamiento plástico

$$\Delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) = 0.0157664 \left( 1000 - \frac{109.87}{2} \right) = 14.90 \text{ cm}$$

El desplazamiento máximo total de la columna se obtiene de la suma de desplazamiento de fluencia más la suma del desplazamiento plástico

$$\Delta_c = \Delta_Y^{col} + \Delta_p = 5.83 + 14.90 = 20.73 \text{ cm}$$

Con estos desplazamientos se obtiene la ductilidad del elemento

$$\mu = \frac{\Delta_c}{\Delta_Y^{col}} = \frac{20.73}{5.833} = 3.55$$

Se sabe que el cortante en un elemento en cantiliver es el momento entre su altura libre de deformación, por lo que a la altura total habrá que restarle la longitud plástica, que es la zona en donde la curvatura es constante, llegando a lo siguiente:

$$V_p = \frac{M_p}{L - L_p} = \frac{5262}{10 - 1.0987} = 591.14 \text{ ton}$$

En la tabla 5.2 se muestran los tres valores calculados de desplazamiento y cortante, el cero indica que el elemento está sin carga lateral. Los dos desplazamientos son calculados mediante las ecuaciones 5.2 a 5.4 y el cortante plástico se determina a través de la ecuación 5.8. También, en la figura 5.6 se muestra la gráfica idealizada push-over para el elemento en estudio.

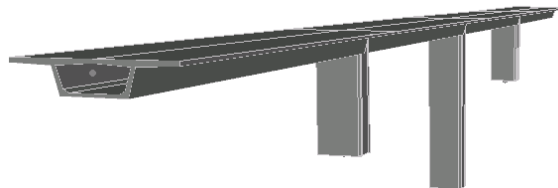
**Tabla 5.2.** Desplazamientos y cortantes del modelo M-01 procedimiento Caltrans 2010.

$\Delta$ (cm)	V (ton)
0	0
5.83	591.14
20.73	591.14



**Figura 5.7.** Curva de capacidad obtenido por procedimiento Caltrans 2010.

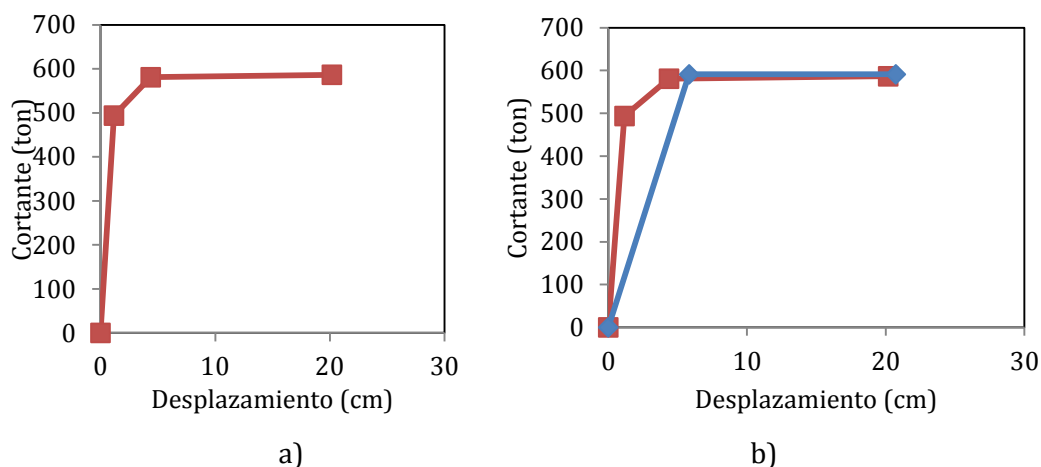
Además de realizar los modelos con el procedimiento que propone Caltrans, se han elaborado los modelos con la ayuda del programa SAP 2000 mediante elementos barras, con las propiedades reales de los elementos y condiciones de apoyos, en la figura 5.8 se muestra el esquema del modelo M-01, de forma extruida del modelo elaborado. Con los Análisis Estáticos No lineales de estos modelos se obtienen los desplazamientos y cortantes para cada incremento de carga lateral monótona hasta llevar la pila al colapso, los valores obtenidos se muestran en la tabla 5.3. Se muestran tres valores de deformaciones estos se debe a que la fluencia no ocurre al mismo tiempo en las pilas.



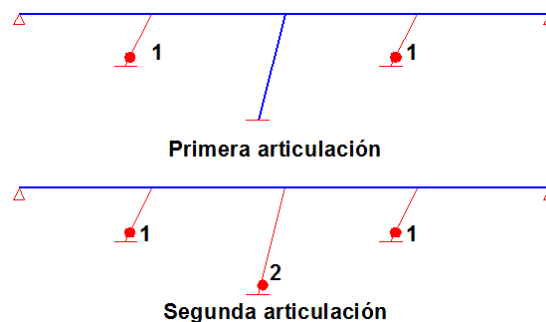
**Figura 5.8.** Puente generado para el modelo M-0 1.

**Tabla 5.3.** Desplazamientos y cortantes del modelo M-01 con SAP 2000

$\Delta$ (cm)	V (ton)
0	0
1.17	493.76
4.38	580.94
20.18	586.55

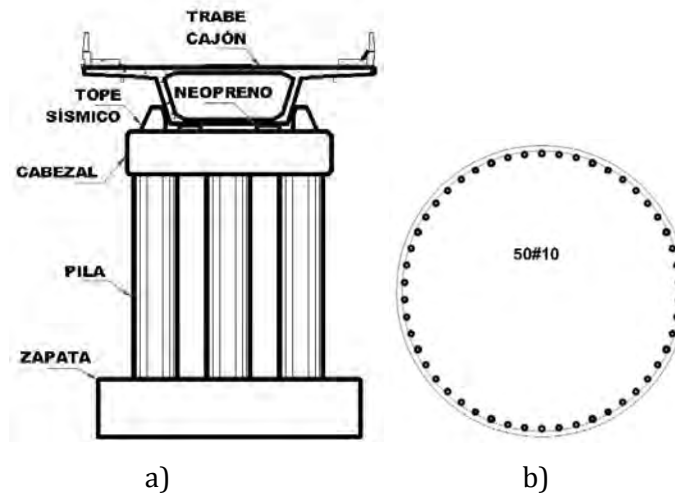
**Figura 5.9.** Curva de capacidad obtenida del modelo M-01. a) modelo elaborado en SAP 2000, b) comparación de resultados del modelo elaborado con SAP 2000 vs procedimiento Caltrans

De la figura 5.9 podemos ver con claridad que los valores obtenidos son muy parecidos, excepto que para el modelo hecho en SAP 2000 se han modelado todas las columnas del puente, mientras que con Caltrans sólo se considera una pila. En la figura 5.10 se muestra el mapeo de las articulaciones plásticas obtenidas en el SAP 2000 para el modelo M-01.

**Figura 5.10.** Mecanismo de colapso obtenido para el modelo M-01

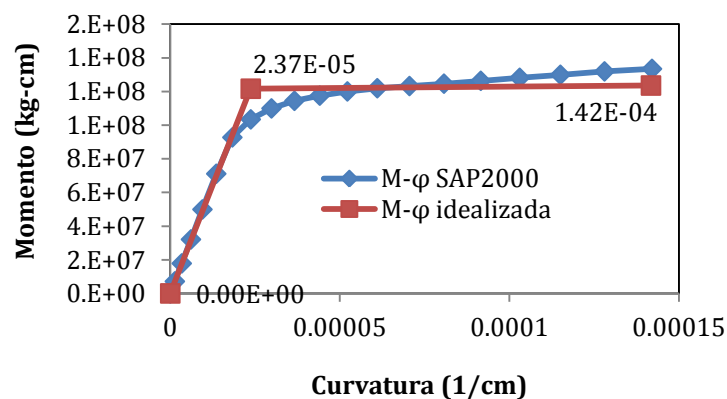
### 5.6. CÁLCULO DE DUCTILIDAD PARA ELEMENTO EN CURVATURA DOBLE

Este tipo de curvatura se presenta en pilas en donde ambos extremos de los elementos están totalmente restringidos, como consecuencia se forma una doble curvatura. El análisis es muy similar al de elementos con curvatura simple. En esta sección se describe el análisis para el modelo M-03, cuya configuración de las pilas por eje se muestra en la figura 5.11a, mientras que en la figura 5.11b se presenta el refuerzo longitudinal de cada pila; el refuerzo mostrado es el obtenido del diseño, que se muestra en el anexo de esta tesis.



**Figura 5.11.** a) configuración de pila M-03. b) sección transversal de pila

En la figura 5.12 se muestra el diagrama momento-curvatura correspondiente a la sección que se muestra en la figura 5.11. Del diagrama momento-curvatura se obtienen los valores de curvatura de fluencia idealizada, curvatura última y el momento plástico que se indican en la figura.



**Figura 5.12.** Diagrama momento curvatura de la pila eje extremo del modelo M-03

$$\phi_Y = 0.0000164 \text{ 1/cm}$$

$$\phi_u = 0.00002411 \text{ 1/cm}$$

$$M_p = 123500000 \text{ kg} - \text{cm} = 1235 \text{ ton} - \text{m}$$

Con las curvaturas se obtiene la curvatura plástica, resultando lo siguiente:

$$\phi_p = \phi_u - \phi_Y = 0.00002411 - 0.0000164 = 0.00000771 \text{ 1/cm}$$

Se sabe que el desplazamiento de fluencia es:

$$\Delta_Y^{col} = \frac{L^2}{3} \phi_Y = \frac{250^2}{3} (0.0000164) = 0.3417 \text{ cm}$$

Para la longitud plástica se realiza el mismo procedimiento para curvatura simple, en estas pilas también se usaron varillas calibre#10 cuyo diámetro es  $d_{bl} = \frac{10}{8} * 2.54 = 3.175 \text{ cm}$ , sustuyendo en la ecuación 5.18 y 5.19 se obtiene:

$$\text{Caso 1} \quad L_p = 0.08(250) + 0.00224(4200)(3.175) = 49.87 \text{ cm}$$

$$\text{Caso 2} \quad L_p = 0.0045(4200)(3.175) = 60.00 \text{ cm}$$

Para este caso toma el caso 2, luego se calcula la rotación plástica:

$$\theta_p = L_p \phi_p = 60.00(0.00000771) = 0.00046266 \text{ rad}$$

Una vez obtenida la rotación, se procede a calcular el desplazamiento plástico

$$\Delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) = 0.00046266 \left( 250 - \frac{60.00}{2} \right) = 0.1017 \text{ cm}$$

El desplazamiento calculado es equivalente para media curvatura de la columna, dicho valor será necesario multiplicarlo por dos para obtener el desplazamiento total del elemento

$$\Delta_c = 2(\Delta_Y^{col} + \Delta_p) = 2(0.3417 + 0.1017) = 0.887 \text{ cm}$$

Con estos desplazamientos se obtiene la ductilidad del elemento

$$\mu = \frac{\Delta_c}{\Delta_Y^{col}} = \frac{0.887}{0.342} = 2.60$$

Para el cálculo del cortante plástico, se suman los momentos plásticos de los extremos, luego este momento se divide entre la longitud libre del elemento.

$$V_p = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{(L - L_p)} = \frac{1235 + 1235}{(2.50 - 0.60)} = 1300.05 \text{ ton}$$

En la tabla 5.4 se indican los valores calculados, que son los desplazamientos totales en ambos extremos de elemento y su cortante correspondiente, así como también en la figura 5.13 se presenta la gráfica idealizada Push-over para el elemento en estudio.

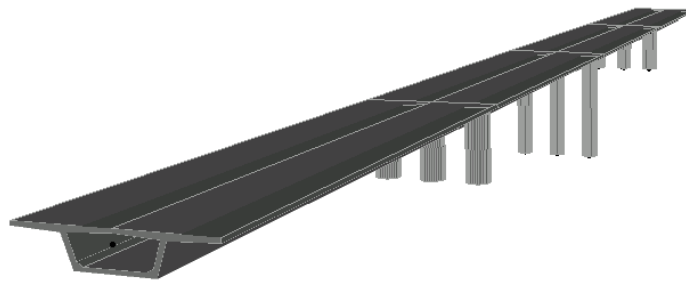


**Tabla 5.4.** *Desplazamientos y cortantes del modelo M-03*

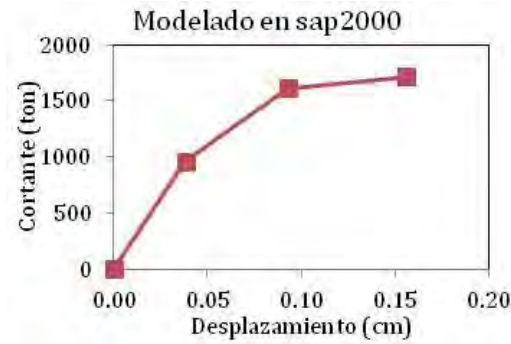
$\Delta$ (cm)	V (ton)
0	0
0.34	1300.05
0.89	1300.05

**Figura 5.13.** Curva de capacidad obtenido del modelo M-03

De la misma forma se ha elaborado el modelo con la ayuda del programa SAP 2000, cuyo modelo extruido se observa en la figura 5.14; en la figura podemos ver que existen tres pilas por eje.

**Figura 5.14.** Modelo del puente M-03 en SAP 2000**Tabla 5.5.** *Desplazamientos y cortantes del modelo M-03 con SAP2000*

$\Delta$ (cm)	V (ton)
0.00	0.00
0.04	961.55
0.09	1609.45
0.16	1715.16



**Figura 5.15.** Curva de capacidad obtenido del modelo M-03 con el SAP 2000

Es claro que al comparar la deformación lateral de una pila contra el modelo que se hizo en el SAP 2000 no son iguales. Podemos ver que el modelo hecho con SAP 2000 se deforma menos, esto se debe a que en el modelo se han colocado tres pilas por eje, por lo tanto la rigidez lateral es tres veces mayor por cada eje. Como la deformación que se obtiene en el modelo de SAP 2000 es para todo el puente, entonces; la deformación que se obtiene con pila única deberá ser seis veces menor, ya que los ejes extremos del puente tienen secciones con rigidez lateral igual. En las tablas 5.4 y 5.5 se muestran los resultados, así como en la figura 5.16 se presenta una comparación de las curvas de capacidad. En la figura 5.17 se observa un mapeo de las articulaciones plásticas del modelo elaborado.

Entonces la rigidez calculada manualmente queda (tabla 5.6):

$$k = \frac{V}{\Delta} = \frac{1300.05}{0.34/6} = 22830 \text{ ton/m}$$

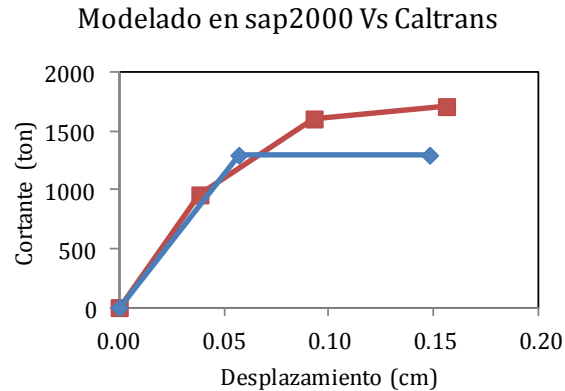
Y luego, la rigidez calculada con SAP2000 queda (tabla 5.5):

$$k = \frac{V}{\Delta} = \frac{961.55}{0.04} = 25026 \text{ ton/m}$$

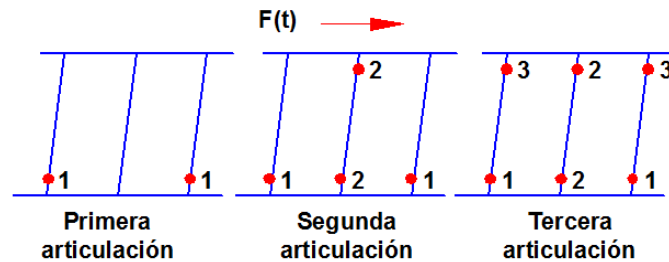
Podemos ver que la variación entre ambos valores es mínima, por lo que el modelo queda calibrado.

**Tabla 5.6.** Desplazamientos y cortantes del modelo M-03 con Caltrans modificado.

$\Delta$ (cm)	V (ton)
0	0
0.06	1300.05
0.15	1300.05



**Figura 5.16.** Comparación de curvas de capacidad para el modelo M-03



**Figura 5.17.** Mecanismo de colapso del modelo M-03

### 5.7. DIFERENCIA ENTRE DUCTILIDAD DE UN ELEMENTO Y DUCTILIDAD DE UNA ESTRUCTURA

Se sabe que la ductilidad de un elemento se obtiene de la deformación última del elemento dividido entre la deformación de fluencia del mismo, pero para un sistema estructural la ductilidad viene siendo la deformación última de uno de los elementos dividido entre la deformación de fluencia del elemento que genere el colapso del sistema. Las ductilidades de un sistema estructural no siempre resultan similares a las de un elemento. Para un sistema estructural como lo son los puentes, es importante señalar que cuando el sistema cuenta con pilas cortas, dichas columnas, debido a su gran rigidez, toman gran parte de la fuerza cortante. Como resultado de esta rigidez, el elemento corto necesita deformarse menos para empezar a fluir, esto se debe a que las alturas son elevadas al cubo para el cálculo de la rigidez. Con respecto al desplazamiento último, casi siempre resulta que el elemento largo se daña mucho después que elemento corto. Por tal razón, las ductilidades de estos sistemas resultan mayores que las obtenidas en puentes con un elemento simple por eje.

### 5.8. INTERPRETACIÓN DE MODELOS Y RESULTADOS

Para definir la ductilidad última de las pilas estudiadas se ha propuesto una distorsión de 0.015, tomada de FEMA que considera un estado de “Seguridad de vida”, por lo que se ignoraron las distorsiones que rebasan estos límites, ya que un elemento estructural que rebese estos límites se considera muy dañado. Esto lo podemos ver con claridad en las pruebas experimentales que se reporta en el capítulo 2 de esta tesis.

Como se sabe, la ductilidad de desplazamiento es una relación que existe entre el desplazamiento último contra desplazamiento de fluencia. El desplazamiento de fluencia es considerado como el punto de inflexión donde la capacidad de resistencia ya no aumenta, por lo que el elemento es capaz de seguir deformándose sin ser capaz de seguir tomando fuerzas. Por otro lado tenemos el desplazamiento último, este parámetro es definido como desplazamiento último antes de que el elemento se colapse.

En la tabla 5.6 se muestran los resultados obtenidos en todos los modelos estudiados considerando la evaluación de la ductilidad de la estructura con los modelos de SAP 2000, para una distorsión límite de 0.015. La curva de capacidad o curva push-over de cada uno de los modelos se muestra en el anexo B de esta tesis.

**Tabla 5.7.** *Resumen de ductilidades calculadas. Análisis Estático No Lineal*

Puente	Tipo de sección	$h_1$ (m)	$h_2$ (m)	$\mu_T$	$\mu_L$	$p_s$ , %	Pilas por eje
M-01	Rectangular hueca	10	20	2.7	3.6	1.62%	1
M-02	Rectangular hueca	20	40	3.3	1.2	1.41%	1
M-03	Circular maciza	5	10	4.1	2.7	2.18%	3
M-04	Circular maciza	10	20	3	1.4	1.56%	2
M-05	Circular hueca	10	20	2.8	4.3	3.15%	2
M-06	Circular maciza	5	10	2.3	3.7	2.46%	1
$h_1$ = altura de pila eje extremo, m. $h_2$ = altura de pila eje central, m. $\mu_T$ = ductilidad en dirección transversal al puente $\mu_L$ = ductilidad en dirección longitudinal al puente $p_s$ = cuantía de acero de refuerzo longitudinal ( $\frac{\text{acero de acero}}{\text{are de concreto}}$ )							

Respecto a la cuantía de refuerzo utilizado para refuerzo longitudinal, si influye en la capacidad de ductilidad del elemento, ya que al no diseñar adecuadamente el elemento el momento plástico se anticipa como consecuencia la ductilidad será menor, esto se debe a que

la fuerza de demanda es mayor que la fuerza resistente del elemento. Esto lo podemos ver con el modelo M-03, que desarrolló mayor ductilidad en sentido transversal

La ductilidad longitudinal del puente depende esencialmente de tipo de sección transversal y la cuantía de refuerzo, respecto a la ductilidad transversal, la variación de la ductilidad depende además de la cantidad de pilas por eje. Para definir con más claridad esta variación será necesario emplear más modelos paramétricos de tipologías de puentes.

Podemos ver que los valores obtenidos son parecidos a los que proponen los documentos consultados como por ejemplo los valores que proponen AASHTO LRFD y AASHTO estándar, aunque en unos casos, no se llega a los mismos resultados. Por ejemplo, para los modelos M-01 a M-05 que se apoyan en neoprenos, en ninguno de los casos se alcanza una ductilidad de cuatro así como lo sugiere la SCT, de acuerdo a los resultados de capacidad de ductilidad obtenido con los modelos estudiados no se recomiendan valores de cuatro de ductilidad, aunque es necesario elaborar más tipología estructural de puentes para obtener valores paramétricos.

Para pila única con conexión monolítica, como lo es el modelo M-06, la ductilidad desarrollada es superior a dos. Esta capacidad de ductilidad depende también de la rigidez de la elemento de la superestructura del puente, en esta investigación no se consideró el comportamiento no lineal de dicho elemento.

Es importante señalar que estos valores se llegan siempre y cuando se cumplan los requisitos de confinamiento, además de las limitaciones consideradas en los puntos que se muestran en el apartado de los alcances y limitaciones de esta tesis.

De los resultados obtenidos podemos comentar que las pilas de sección maciza desarrollan menor ductilidad que las de sección hueca. También, para configuraciones de puentes con múltiples pilas por eje las ductilidades son semejantes a los valores que proponen los reglamentos, como los valores que propone la AASHTO LRFD 2007. En el capítulo 7 de esta tesis se desglosan más conclusiones sobre los resultados obtenidos.

# CAPÍTULO 6

## Calculo de Ductilidad Mediante Análisis Dinámico No Lineal

---

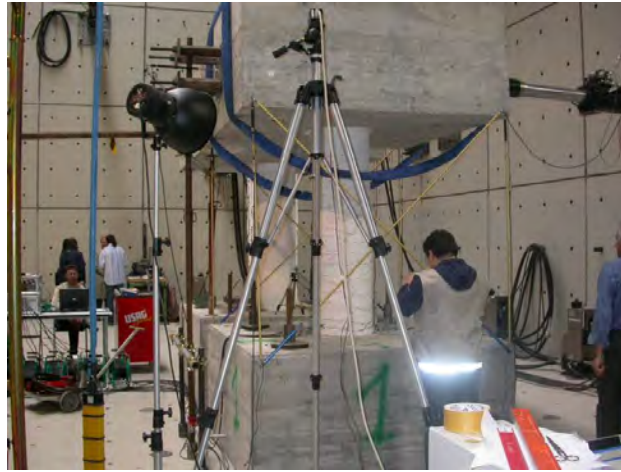
En este capítulo se definen algunos conceptos respecto al análisis dinámico no lineal. Un análisis dinámico no lineal, requiere el empleo de acelerogramas (ya sean reales o sintéticos) en vez de espectros de diseño ó espectro de respuesta como lo es el análisis dinámico modal espectral, aunque requiere del análisis modal. Esto quiere decir que el Análisis Dinámico No Lineal entrega la respuesta del comportamiento estructural en cada paso del tiempo, así como también en este tipo de análisis estructural se toma en cuenta el comportamiento no lineal de los elementos. Existen diferentes teorías de comportamiento de elementos de concreto reforzado, en esta investigación se ha empleado el comportamiento histerético de Takeda.

Se sabe que la ductilidad de un elemento se define como el desplazamiento último entre el desplazamiento de fluencia, es esta etapa de investigación se realiza este tipo de análisis con la finalidad de poder calcular la ductilidad a partir de las curvas de histéresis obtenido en los análisis dinámicos no lineales de cada uno de los modelos que se viene estudiando. Para llevar a cabo los análisis paso a paso no lineal se empleó el programa Ruaumoko. El programa cuenta con el modelo de Takeda.

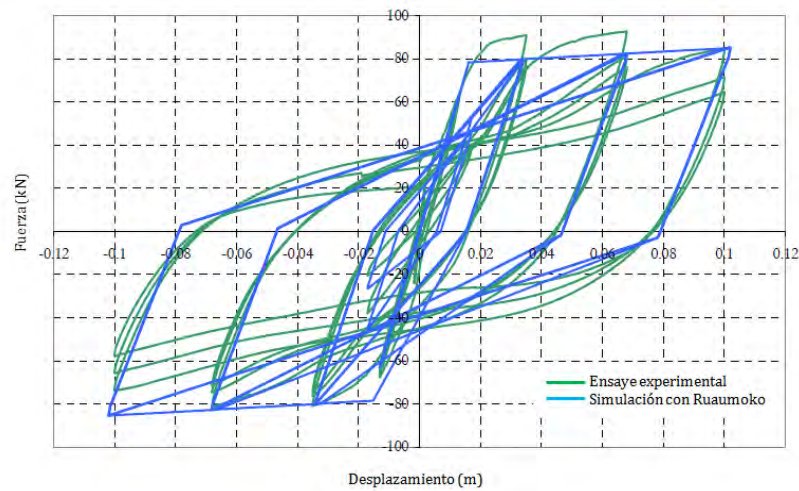
### 6.1. MODELO DE TAKEDA

Existen diversas investigaciones experimentales de columnas de concreto reforzado, que demuestran que el comportamiento de takeda, responde a valores razonables, como lo llevó a cabo Priestley 2006, que realizó un estudio de comportamiento de columna de concreto reforzado, en este experimento, se obtuvo la curva de comportamiento del elemento, dicha curva de comportamiento se compararon con lo obtenido en las pruebas experimentales. En la figura 6.1 se muestra el espécimen probado, que consistió en una pila circular hueca de diámetro exterior de 45 cm y con diámetro interior de 28 cm, la cual se armó con 18 varillas de #10. En la figura 6.2 se muestran los lazos de histéresis obtenido en el

experimento, así como también se indica lo obtenido mediante simulación con el programa Ruaumoko.



**Figura 6.1.** Experimento de pila de concreto reforzado de sección circular hueca (Priestley *et al* 2006).



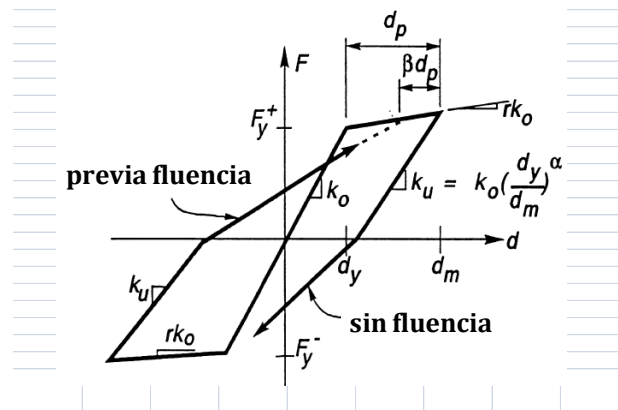
**Figura 6.2.** Comparación de curva de comportamiento experimental vs simulación analítica (Priestley *et al* 2006).

Para llevar a cabo un Análisis Dinámico No Lineal con el modelo de comportamiento histerético de Takeda modificado, se requiere de los siguientes parámetros (J. Athol 2003).

- factor bi-lineal " $r$ " de modelo de Takeda modificado y se toma como 0.05
- rigidez de descarga " $\alpha$ " ( $0.0 \leq \alpha \leq 0.5$ )
- rigidez de recarga " $\beta$ " ( $0.0 \leq \alpha \leq 0.6$ )

- Factor de recarga de rigidez, se toma como la unidad
- Factor de descarga, se toma como dos

En la figura 6.3 se muestra la gráfica del modelo de Takeda modificado, con los parámetros necesarios para definir un ciclo de histéresis. El programa Ruaumoko ya cuenta con esta curva de comportamiento, la cual fue empleada para todos los modelos de los puentes estudiados.



**Figura 6.3.** Modelo de Takeda modificado (J. Athol 2003).

de la gráfica:

$\alpha$  = alfa

$\beta$  = bheta

$r$  = factor bi-lineal

$dy$  = desplazamiento de fluencia.

$dm$  = desplazamiento máximo del ciclo

$ku$  = pendiente de descarga

$dp$  = desplazamiento relativo en el intervalo inelástico ( $dm - dy$ )

$ko$  = rigidez inicial

## 6.2. ELECCIÓN DE SISMOS FUERTES

En el empleo del Análisis Dinámico No Lineal se han seleccionado acelerogramas de sismos reales, en esta investigación se han seleccionado cinco sismos fuertes ocurrido en la zona D, según la regionalización sísmica Mexicana de la CFE 1993. En la tabla 6.1 se muestran las características de los sismos empleados para los análisis de los modelos estructurales.



Los acelerogramas se tomaron de la "Base Mexicanas de Sismos Fuertes", una vez seleccionados los acelerogramas se filtraron con el programa Degtra. El filtrado consistió en los siguientes pasos (desde el programa Degtra):

1. Cálculo del espectro de Fourier
2. Se lee la frecuencia máxima y se coloca en banda alta
3. Se integra la aceleración
4. Se repite el paso 2
5. Se integra la velocidad
6. Se deriva 2 veces

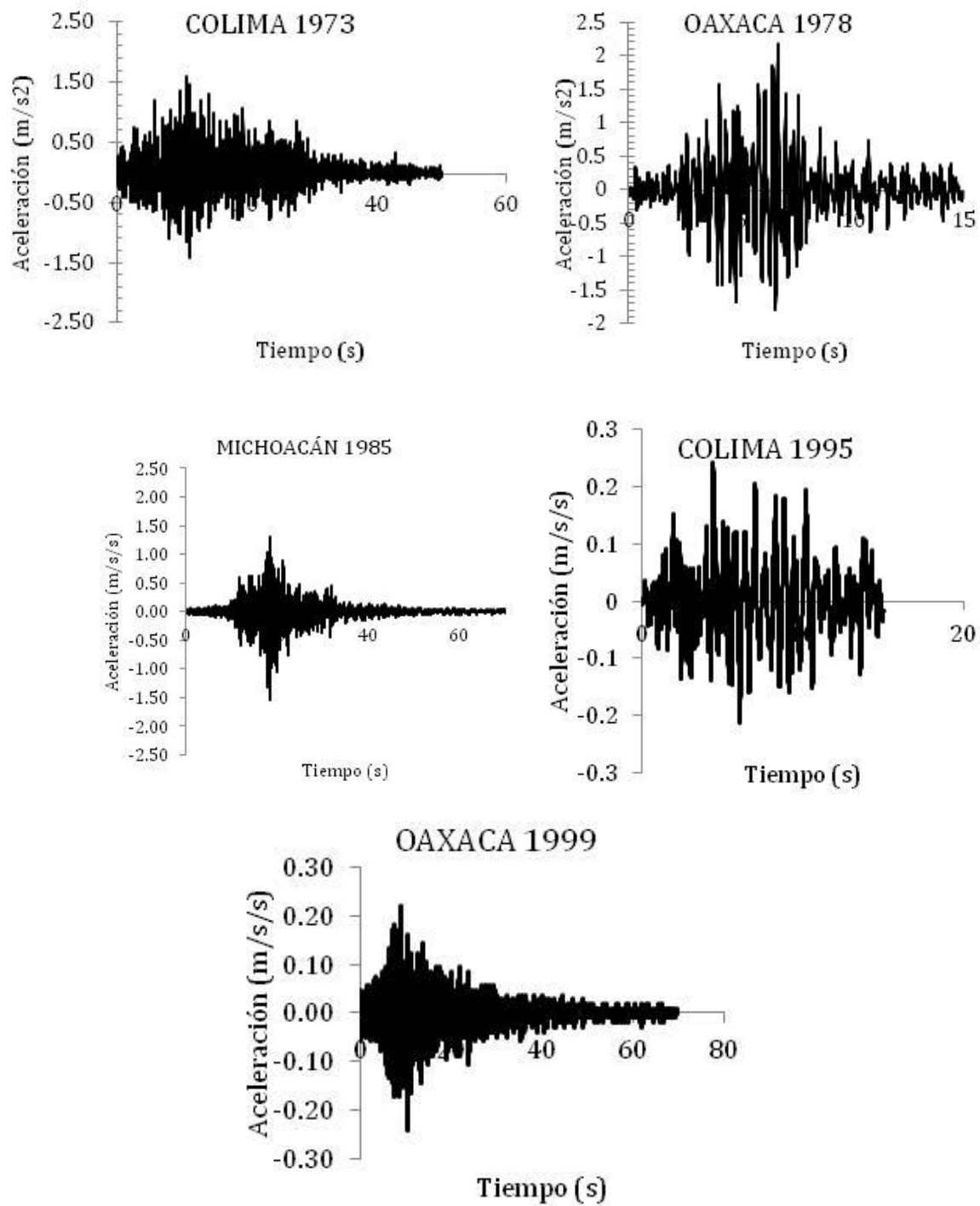
Una vez filtrado los acelerogramas, se obtuvieron los espectros de respuesta correspondientes de cada acelerogramas. En la figura 6.4 se muestran los acelerogramas empleados y en la figura 6.5 se muestran los espectros de respuesta calculada, así como también se muestra el espectro de diseño en roca, con el cual fueron diseñadas las pilas, el espectro fue calculado con el programa Prodisis (CFE-2008).

**Tabla 6.1.** *Sismos seleccionados para el ADNL*

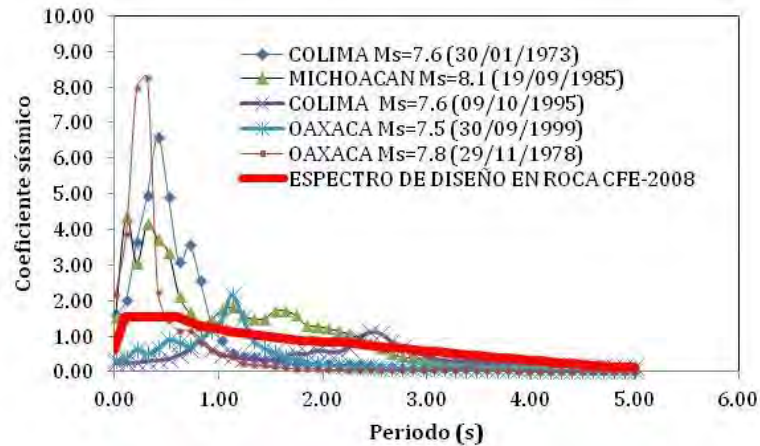
LUGAR DE EPICENTRO	FECHA	MAGNITUD
COLIMA	30 de Enero de 1973	7.6
OAXACA	30 de Septiembre de 1978	7.5
MICHOACAN	19 de Septiembre de 1985	8.1
COLIMA	09 de Octubre de 1995	7.6
OAXACA	30 de Septiembre de 1999	7.8

### 6.3. ESCALADO DE ACELEROGRAMAS

Para el análisis paso a paso de varios tipos de estructuras se recomienda el empleo de acelerogramas que reflejen el peligro sísmico del sitio. Para ello, se podrá hacer uso de registros de aceleración de temblores reales o de acelerogramas sintéticos. Se debe cuidar que el escalamiento refleje la intensidad sísmica, la duración del movimiento y el contenido de frecuencias esperados en el sitio ante la ocurrencia de los grandes temblores que pueden presentarse en la región sismogénica que dio origen al temblor registrado (CFE 2008).



**Figura 6.4.** Acelerogramas de sismos seleccionados para el Análisis paso a paso.



**Figura 6.5.** Espectros de sitio calculado.

Para escalar los acelerogramas, se llevó a cabo los siguientes pasos para cada uno de los acelerogramas de sismos empleados (los factores obtenidos se muestran en la tabla 6.2):

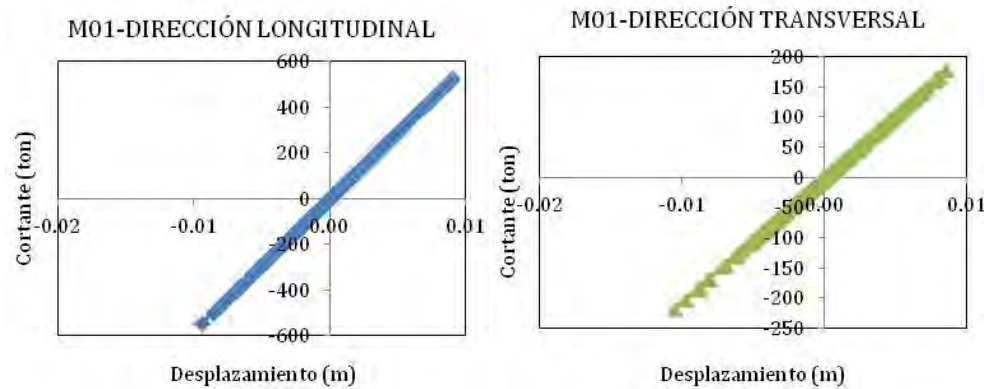
1. Cálculo del espectro de respuesta del acelerograma
2. Cálculo de periodo de la estructura
3. Cálculo de espectro de diseño
4. Comparación gráfica de los dos espectros calculados
5. Cálculo del factor de reducción o amplificación de la aceleración del espectro de respuesta correspondiente al periodo de la estructura, hasta igualarlo con la aceleración del espectro de diseño.

**Tabla 6.2.** Factores de escala de los sismos seleccionados para el ADNL

No. Sismo	SISMO	FECHA	FACTOR
1	COLIMA	30 de Enero de 1973	1.0
2	OAXACA	30 de Septiembre de 1978	1.0
3	MICHOACAN	19 de Septiembre de 1985	1.0
4	COLIMA	09 de Octubre de 1995	6.0
5	OAXACA	30 de Septiembre de 1999	4.0

Se han escalado los acelerogramas con la finalidad de poder representar el mismo peligro sísmico a la cual fueron diseñadas las pilas, para poder calcular estos factores se han calculado los periodos fundamentales de cada uno de los puentes modelado, en la tabla 6.2 se muestran los factores obtenidos para el modelo M-01 que tiene un periodo de 0.6 segundos.

Después de emplear estos factores se obtuvieron los resultados de comportamiento pile eje extremo que se muestra en la figura 6.6.



**Figura 6.6.** Respuesta estructural del pilas eje extremo del M-01.

Queda claro que para poder calcular factores de ductilidad es necesario dañar el elemento, por esta razón se emplearon factores más grandes para lograr obtener curvas de comportamiento que logre definir la capacidad de deformación de cada uno de los elementos y con esto se calculan valores promedios de las ductilidades de cada uno de las pilas.

#### 6.4. ELABORACIÓN DE MODELO

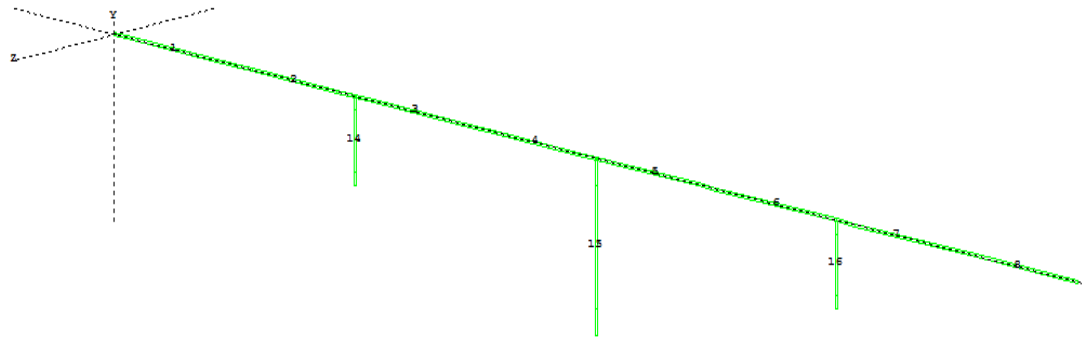
Para la representación de la ductilidad de las pilas se utilizó la formula presentada por Priestley y Park (1987), que la misma ecuación que utiliza Caltrans para estimar ductilidad de los elementos. En esta formulación se asume una fuerza horizontal sísmica que actúa en el centro de masa de la estructura. Asumiendo un comportamiento lineal-elástico y un diagrama de momento a flexión triangular en la columna debido a la carga sísmica horizontal, el desplazamiento horizontal al centro de masa de la superestructura, cuando se alcanza la primera fluencia en la base de la columna, que se calcula como:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (6.1)$$

donde  $\phi_y = \frac{M_y}{E_c I_c}$  es la curvatura en la base de la columna, justo cuando ocurre la primera fluencia,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto reforzado,  $I_c$  es el momento de inercia de la sección agrietada y  $L$  es la altura libre del elemento. Luego reduciendo y sustituyendo variable que ya se muestra en el capítulo 5 de esta tesis se llega a siguiente expresión:

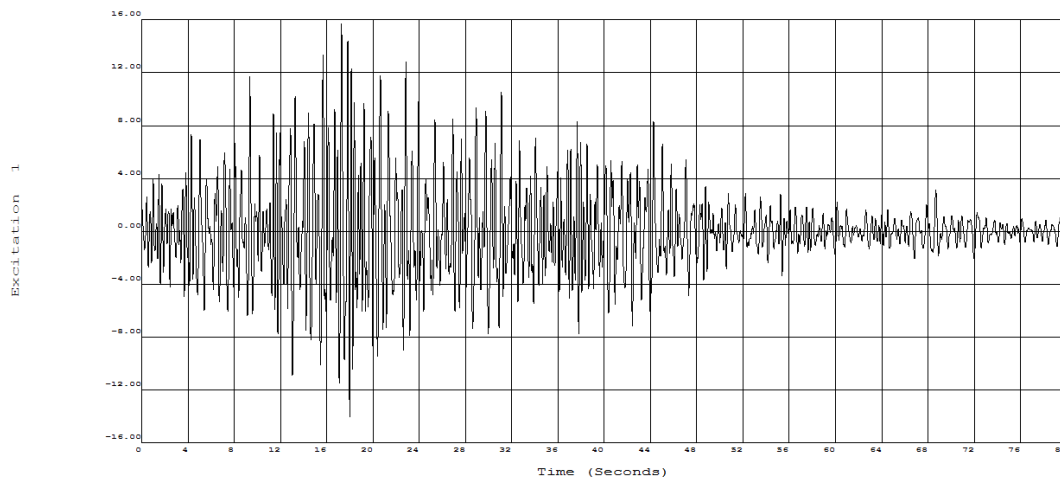
$$\mu = 1 + 3 \left( \frac{\phi_{max}}{\phi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left( 1 - \frac{L_p}{2L} \right) \quad (6.2)$$

Las variables de la ecuación 6.2 se definen en el capítulo 5 de esta tesis



**Figura 6.7.** Modelo generado con el programa Ruaumoko.

En la figura 6.7 se muestra el modelo generado (M-01) y en la figura 6.8 se muestra el acelerograma empleado en el programa Ruaumoko, con esta vista se revisa si el programa está tomando bien el acelerograma que se está utilizando en el modelo de Análisis Dinámico No Lineal.



**Figura 6.8.** Lectura de acelerograma para el Modelo M-01.

Para comprobar los periodos fundamentales del modelo hecho en Ruaumoko, se ha realizado un análisis unimodal mediante hojas de cálculo, usando las expresiones fundamentales de rigidez y dinámica estructural, en la figura 6.9 se muestran los periodos calculados manualmente, este valor se ha comparado con los periodos obtenidos en el modelo Ruaumoko, con esto se garantiza una adecuada distribución de masas para el análisis modal previo a los Análisis Dinámico No Lineal que realiza el programa.

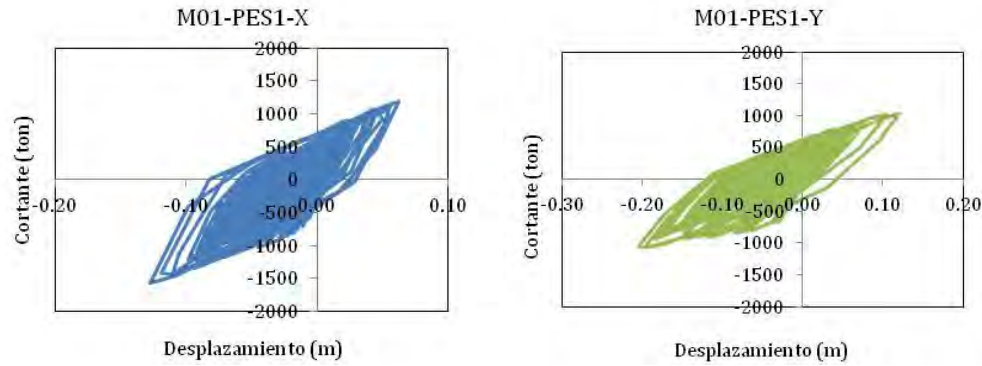
<b>T<sub>x</sub> = PERIODO LONGITUDINAL</b>			<b>T<sub>y</sub> = PERIODO TRANSVERSAL</b>		
h <sub>1</sub> =	10	m	h <sub>1</sub> =	10	m
h <sub>2</sub> =	20	m	h <sub>2</sub> =	20	m
h <sub>3</sub> =	10	m	h <sub>3</sub> =	10	m
I <sub>x</sub> =	2.82	m <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> =	7.91	m <sup>4</sup>
f'c =	300	kg/cm <sup>2</sup>	f'c =	300	kg/cm <sup>2</sup>
E =	2,424,871	ton/m <sup>2</sup>	E =	2,424,871	ton/m <sup>2</sup>
P <sub>v</sub> =	2.4	ton/m <sup>3</sup>	P <sub>v</sub> =	2.4	ton/m <sup>3</sup>
Subestructura			Subestructura		
A =	4.32	m <sup>2</sup>	A =	4.32	m <sup>2</sup>
P =	414.72	ton	P =	414.72	ton
Superestructura			Superestructura		
A =	3.74	m <sup>2</sup>	A =	3.74	m <sup>2</sup>
	1,257.51	ton		1,257.51	ton
Rigideces de Pilas			Rigideces de Pilas		
k <sub>1</sub> = k <sub>2</sub>	20,496.95	ton/m	k <sub>1</sub> = k <sub>2</sub>	57,545.10	ton/m
k <sub>3</sub> =	2,562.12	ton/m	k <sub>3</sub> =	7,193.14	ton/m
k <sub>efect</sub> =	43,556.02	ton/m	k <sub>efect</sub> =	122,283.34	ton/m
W =	1,464.87	ton	W =	1,464.87	ton
m =	149.32	ton-s <sup>2</sup> /m	m =	149.32	ton-s <sup>2</sup> /m
w =	17.08	rad/s	w =	28.62	rad/s
<b>T<sub>x</sub> =</b>	<b>0.368</b>	<b>s</b>	<b>T<sub>y</sub> =</b>	<b>0.220</b>	<b>s</b>

**Figura 6.9.** Verificación de Periodos calculados.

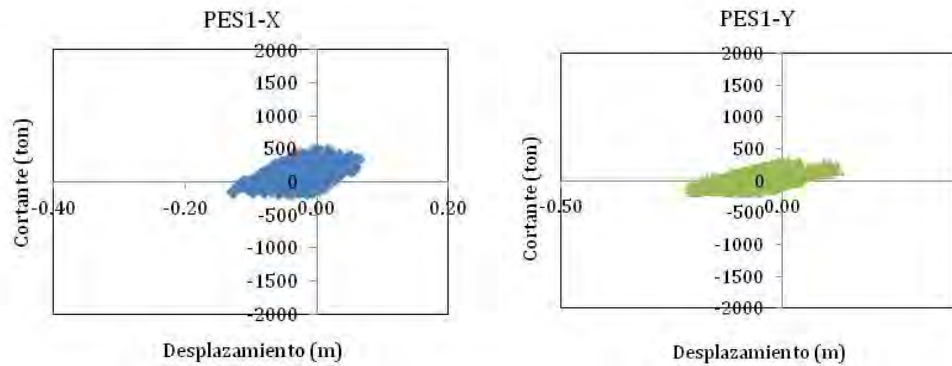
Así también se ha revisado que al menos participe un 90 por ciento de la masa de toda la estructura, para ello se han empleado 50 formas modales para todos los modelos de puentes elaborados.

## 6.5. RESULTADOS Y CÁLCULO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD

Las pilas del eje central del puente permanecieron totalmente en el intervalo elástico, esto se debe a la gran diferencia de rigidez lateral que existe entre pilas de ejes extremos contra los de ejes centrales, como consecuencia la distribución de fuerzas laterales no son iguales. En la figura 6.10 se muestra el resultado obtenido para la pila de eje extremo del modelo M-01. Las pilas del eje central se mantuvieron en el intervalo elástico, en la figura 6.11 se muestra la curva de comportamiento histerético de estos elementos, podemos ver que si tienen bastante diferencia contra las curvas de comportamiento de la pilas de ejes extremo.



**Figura 6.10.** Curvas de comportamiento de pila eje extremo modelo M-01.

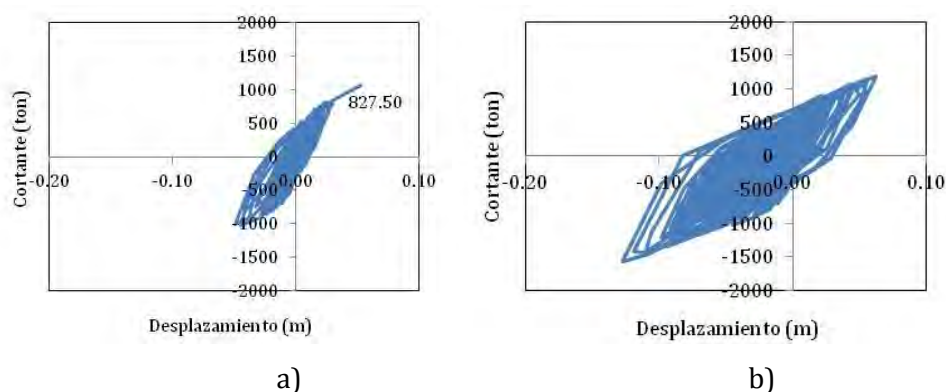


**Figura 6.11.** Curva de comportamiento de pila eje central modelo M-01

Para el cálculo de las ductilidades con cada sismo empleado, se monitoreó cada una de las gráficas hasta donde la pendiente de los ciclos histeréticos cambiaran, que es donde ocurre la fluencia del elemento, en este punto se toma el desplazamiento registrado y para el desplazamiento máximo se toma el máximo ocurrido para todo los ciclos. En la figura 6.13a se muestra la curva de la pila eje extremo, justo hasta donde la pendiente de la curva cambia, en la cual se obtiene un desplazamiento máximo de 0.03 metros; luego, en la figura 6.13b se muestra la curva de comportamiento completo, en la cual se obtiene un desplazamiento de 0.0623 metros. Ambas curvas corresponde al sismo uno (ver tabla 6.1)

Entonces la ductilidad desarrollada es:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0.0623}{0.030} = 2.08$$



**Figura 6.12.** Curvas de comportamiento elástica e inelásticas del pila eje extremo del modelo M-01.

En las tablas 6.3 al 6.8 se muestran los resultados de las demandas de las ductilidades calculados con el Análisis Dinámico No Lineal, en la cual se muestran los desplazamientos de fluencia y desplazamientos máximos de cada sismo utilizado en los Análisis.

**Tabla 6.3.** Demandas de Ductilidad de Modelo M-01

		$\Delta_{yL} = 3.00 \text{ cm}$		$\Delta_{yT} = 5.00 \text{ cm}$	
		$\Delta \text{ (cm)}$	$\mu_L$	$\Delta \text{ (cm)}$	$\mu_T$
SISMO 1	Máximo (+)	6.226	2.075	12.049	2.410
	Máximo (-)	-12.736	4.245	-20.440	4.088
SISMO 2	Máximo (+)	5.409	1.803	3.873	0.775
	Máximo (-)	-14.477	4.826	-8.825	1.765
SISMO 3	Máximo (+)	4.807	1.602	6.924	1.385
	Máximo (-)	-6.694	2.231	-12.052	2.410
SISMO 4	Máximo (+)	0.896	0.299	0.859	0.172
	Máximo (-)	-0.936	0.312	-1.047	0.209
SISMO 5	Máximo (+)	0.474	0.158	0.841	0.168
	Máximo (-)	-0.463	0.154	-0.831	0.166
		$\mu_L$	<b>2.80</b>	$\mu_T$	<b>2.14</b>



**Tabla 6.4.** Demandas de Ductilidad de Modelo M-02

		$\Delta_{yL}$	= 4.00 cm	$\Delta_{yT}$	= 3.00 cm
		$\Delta$ (cm)	$\mu_L$	$\Delta$ (cm)	$\mu_T$
SISMO 1	Máximo (+)	12.630	3.158	11.699	3.900
	Máximo (-)	-20.371	5.093	-22.113	7.371
SISMO 2	Máximo (+)	6.389	1.597	6.229	2.076
	Máximo (-)	-9.923	2.481	-11.611	3.870
SISMO 3	Máximo (+)	17.024	4.256	16.906	5.635
	Máximo (-)	-12.414	3.104	-12.190	4.063
SISMO 4	Máximo (+)	0.896	0.224	0.859	0.286
	Máximo (-)	-0.936	0.234	-1.047	0.349
SISMO 5	Máximo (+)	0.474	0.119	1.778	0.593
	Máximo (-)	-0.463	0.116	-1.657	0.552

 $\mu_L$ **3.28** $\mu_T$ **4.49****Tabla 6.5.** Demandas de Ductilidad de Modelo M-03

		$\Delta_y$	= 2.50 cm	$\Delta_x$	= 2.50 cm
		$\Delta$ (cm)	$\mu_L$	$\Delta$ (cm)	$\mu_T$
SISMO 1	Máximo (+)	5.618	2.247	5.468	2.187
	Máximo (-)	-10.922	4.369	-11.146	4.458
SISMO 2	Máximo (+)	5.318	2.127	5.376	2.150
	Máximo (-)	-6.160	2.464	-6.224	2.490
SISMO 3	Máximo (+)	2.743	1.097	2.963	1.185
	Máximo (-)	-5.306	2.122	-4.944	1.978
SISMO 4	Máximo (+)	0.656	0.263	0.692	0.277
	Máximo (-)	-0.629	0.252	-0.708	0.283
SISMO 5	Máximo (+)	0.698	0.279	0.651	0.261
	Máximo (-)	-0.651	0.261	-0.625	0.250

 $\mu_L$ **2.40** $\mu_T$ **2.41**

**Tabla 6.6.** Demandas de Ductilidad de Modelo M-04

		$\Delta_y = 7.00 \text{ cm}$		$\Delta_y = 7.00 \text{ cm}$	
		$\Delta \text{ (cm)}$	$\mu_L$	$\Delta \text{ (cm)}$	$\mu_T$
SISMO 1	Máximo (+)	15.132	2.162	14.629	2.090
	Máximo (-)	-24.457	3.494	-25.337	3.620
SISMO 2	Máximo (+)	11.191	1.599	11.080	1.583
	Máximo (-)	-7.366	1.052	-7.303	1.043
SISMO 3	Máximo (+)	15.085	2.155	15.130	2.161
	Máximo (-)	-14.142	2.020	-14.029	2.004
SISMO 4	Máximo (+)	20.456	2.922	20.507	2.930
	Máximo (-)	-28.335	4.048	-28.912	4.130
SISMO 5	Máximo (+)	0.698	0.100	0.651	0.093
	Máximo (-)	-0.651	0.093	-0.625	0.089

$\mu_L$                       **2.43**                       $\mu_T$                       **2.45**

**Tabla 6.7.** Demandas de Ductilidad de Modelo M-05

		$\Delta_y = 7.00 \text{ cm}$		$\Delta_y = 7.00 \text{ cm}$	
		$\Delta \text{ (cm)}$	$\mu_L$	$\Delta \text{ (cm)}$	$\mu_T$
SISMO 1	Máximo (+)	21.284	3.041	20.983	2.998
	Máximo (-)	-17.754	2.536	-17.860	2.551
SISMO 2	Máximo (+)	6.640	0.949	6.598	0.943
	Máximo (-)	-8.674	1.239	-7.581	1.083
SISMO 3	Máximo (+)	23.605	3.372	15.130	2.161
	Máximo (-)	-12.458	1.780	-14.029	2.004
SISMO 4	Máximo (+)	15.578	2.225	15.590	2.227
	Máximo (-)	-30.310	4.330	-29.997	4.285
SISMO 5	Máximo (+)	3.867	0.552	3.792	0.542
	Máximo (-)	-3.738	0.534	-3.738	0.534

$\mu_L$                       **2.43**                       $\mu_T$                       **2.28**

**Tabla 6.8.** Demandas de Ductilidad de Modelo M-06

ACELEROGRAMA	$\Delta_y = 4.00 \text{ cm}$		$\Delta_x = 4.00 \text{ cm}$		$\mu_T$
	Valor de $\Delta$	$\Delta_L \text{ (cm)}$	$\mu_L$	$\Delta_T \text{ (cm)}$	
SISMO 1	Máximo (+)	7.309	1.827	7.309	1.827
	Máximo (-)	-11.990	2.998	-11.990	2.998
SISMO 2	Máximo (+)	6.552	1.638	6.552	1.638
	Máximo (-)	-10.557	2.639	-10.557	2.639
SISMO 3	Máximo (+)	6.004	1.501	6.004	1.501
	Máximo (-)	-8.094	2.023	-8.094	2.023
SISMO 4	Máximo (+)	5.500	1.375	5.500	1.375
	Máximo (-)	-5.122	1.281	-5.122	1.281
SISMO 5	Máximo (+)	2.075	0.519	2.075	0.519
	Máximo (-)	-2.413	0.603	-2.413	0.603
		$\mu_L$	<b>2.10</b>	$\mu_T$	<b>2.10</b>

En general podemos destacar que todos los valores calculados son inferiores a la mayoría de los documentos consultados, como por ejemplo los valores sugeridos por el AASHTO estándar y AASHTO LRFD, en la tabla 6.9 se muestra un resumen de las demandas de ductilidades calculadas

**Tabla 6.9.** Resumen de Demandas de Ductilidad de Modelos Estudiados

Modelo	Demandas de ductilidad	
	Transversal	Longitudinal
M-01	2.8	2.14
M-02	3.28	4.49
M-03	2.4	2.41
M-04	2.43	2.45
M-05	2.43	2.28
M-06	2.1	2.1

De los resultados obtenidos se desglosan las siguientes conclusiones:

- Las ductilidades calculadas se desarrollan, siempre y cuando se cumplan con los requisitos de confinamiento que especifican reglamentos (AASHTO LRFD 2010).
- Las demandas de ductilidades, tiene los alcances y limitaciones que se muestra en el apartado 5.1 de esta tesis.
- Las variaciones en las alturas no influyen en las demandas de ductilidades, por lo que las pilas ejes centrales, permanecen en el intervalo elástico mientras que las

pilas eje extremo desarrolla su capacidad de deformación lateral. Esto se debe a su cambio de rigidez, para este caso la pila eje central tiene la mitad de la rigidez de la pila eje extremo.

- La cuantía de acero de refuerzo longitudinal si influye al obtener las capacidades de ductilidad de las pilas, ya que las rotaciones dependen del momento plástico de la sección.
- La pila mas esbelta tuvo mayor demanda de ductilidad, esto se debe a las características del espectro de respuesta del sismo empleado, es decir el periodo de la estructura corresponde a un coeficiente sísmico mayor que en los otros intervalos de periodos.

# CAPÍTULO 7

## Conclusiones

---

Durante la etapa de diseño de los elementos de un puente, la superestructura y la subestructura, existen reglamentos que se debe de seguir para que los elementos estructurales tengan un comportamiento adecuado durante un evento accidental, como carga por viento o sismo. Un puente prácticamente se compone de una serie de zapatas, pilas, cabezales, trabes y losas. De estos elementos estructurales podemos resaltar las pilas, dicho elemento es uno de los más importantes para que un puente este estable; es decir si durante un evento accidental una pila falla de manera frágil, podría presentarse el colapso de la estructura. En esta condición, el colapso se debe a varios factores, como mala supervisión durante la construcción de la pila, un mal diseño, una carga excesiva, etc. Algunas veces, la falla de las pilas se debe a una concepción errónea, por ejemplo al suponer que desarrollará ciertos niveles de ductilidad cuando al diseñarla y construirla no se proporcionan los elementos para que esto sea así. Por lo que es necesario realizar estudios para verificar los niveles de ductilidad adecuados para cada configuración.

En esta investigación se elaboraron una serie de modelos de puentes con variación únicamente en las alturas de las pilas, el tipo de sección transversal y el número de elementos por eje, de manera que se conservara el mismo número de ejes, misma proporción de variación de las alturas entre los ejes y misma sección de la superestructura. Para cinco de los modelos elaborados se consideró que la superestructura se apoya en neoprenos y sólo en uno se consideró una conexión monolítica. Estas pilas se diseñaron conforme al reglamento AASHTO y con el espectro de diseño en roca para la zona D de la regionalización sísmica Mexicana según CFE 1993. Una vez diseñadas las pilas de los puentes, se elaboraron los modelos no lineales, empleando el análisis tipo push-over y análisis en el paso del tiempo no lineal. Para el Análisis Estático No Lineal se emplearon curvas teóricas de comportamiento de los materiales y para los Análisis Dinámicos No Lineales, se utilizó la curva de histéresis de comportamiento del modelo de Takeda. En los modelos de Análisis Estático No Lineal se utilizó el programa SAP2000, corroborando los modelos con el procedimiento simplificado que propone Caltrans. Para los modelos de Análisis Dinámico No Lineal se utilizó el programa

Ruaumoko 3D, el cual ya cuenta con modelo de Takeda. Además, se seleccionaron cinco sismos fuertes ocurridos en la zona D de la regionalización sísmica, conforme se indica en la reglamentación. Estos sismos se utilizaron para obtener las demandas de ductilidad en las pilas y de todo el puente. Para los elementos, la ductilidad se determinó como la diferencia entre el desplazamiento máximo del elemento y el desplazamiento a la primera fluencia de este mismo, de manera similar para el cálculo de ductilidad de un puente se obtiene mediante el desplazamiento máximo de un elemento (pila) dividido entre el desplazamiento de fluencia, este último no necesariamente sucede en el mismo elemento, para casos con más de dos ejes de pilas. Los valores de ductilidad obtenidos para todos los sismos se promediaron para definir un valor único para cada puente.

Los valores de ductilidad obtenidos para cada tipología, tanto para los análisis push-over como los paso a paso, se compararon con valores sugeridos por algunos documentos que se utilizan en la práctica, como los son: SCT, CFE, AASHTO estándar y AASHTO LRFD.

A continuación se muestran las conclusiones en tres etapas.

De los resultados obtenidos con el Análisis Estático No Lineal se desprenden las siguientes conclusiones:

- Para todas las pilas se obtuvieron ductilidades similares a los valores que propone CFE-2008 en su capítulo de puentes. Estos valores también son menores a los que propone Caltrans como ductilidades máximas, pero en algunos casos superan los valores máximos sugeridos por AASTHO.
- Para la tipología de puentes estudiados, la variación de las alturas de las pilas, si contribuye para la capacidad de ductilidad de los elementos. Los modelos de sección rectangular, con iguales características pero con el doble de altura de pilas tienen mayor ductilidad transversal y menos ductilidad longitudinal.
- Los modelos con iguales características pero que difieren en el número de pilas por eje, modelo M-03 con tres pilas por eje y M-06 con pila única por eje tienen variaciones en las ductilidades de pilas. El modelo M-03 presenta mayor ductilidad transversal y menor ductilidad longitudinal, aunque en general es el que tiene mayor ductilidad.
- En el Análisis Estático No Lineal se obtuvo mayor ductilidad para secciones huecas, comparado con las secciones macizas.

- No todas las pilas pueden desarrollar ductilidad de 4 como lo propone la SCT (2005). Sin embargo, aunque pudieran desarrollar dicha ductilidad, los topes sísmicos que transmiten las cargas hacia las pilas tendrían que tener una capacidad a corte mucho mayor que la de la pila, porque si no falla el tope antes de que la pila desarrolle su ductilidad. También, para que la pila desarrolle su ductilidad, la superestructura debe estar suficientemente anclada para evitar su volteo, al transmitir todo su cortante hacia los topes sísmicos.
- Para el cálculo de la ductilidad con el Análisis Estático No Lineal se ha truncado el desplazamiento objetivo, considerando una distorsión máxima de 0.015.
- Es importante que el diseño por flexocompresión de las pilas, tengan el refuerzo requerido por resistencia, ya que las capacidades de deformación lateral depende de la capacidad de rotación plástica. Dicha rotación plástica depende del momento plástico del elemento.

De los Análisis Dinámicos No Lineales se desglosan las siguientes conclusiones:

- Para un modelo en específico, la pila de menor altura desarrolló mayor demanda de ductilidad, mientras que las pilas de mayor altura se mantuvieron en el intervalo elástico.
- La ductilidad promedio calculada para todos los modelos está entre 2 y 3 para todos los casos, excepto para el modelo M-02 cuya ductilidad promedio transversal es de 4.49.
- Comparado con la capacidad de ductilidad de los elementos obtenida con los análisis push-over, las ductilidades demandas promedio son en general menores, aunque no superan el valor de 3 como se comentó en la conclusión anterior.
- Los valores de ductilidad máximas obtenidas en los cinco sismos de análisis están dentro de los valores máximos que proponen Caltrans o SCT, pero en algunos casos superan a los valores máximos propuestos por AASTHO.
- Para la tipología de puentes estudiados, la variación de las alturas de las pilas tiene influencia en las ductilidades promedio. Esto es, comparando los modelos M-01 y M-02, este último con el doble de altura pero con iguales otras características, se observa que el modelo M-02 tiene mayores ductilidades promedio.

De la literatura y reglamentos consultados se desprenden las siguientes conclusiones:

- Todas las ductilidades calculadas se desarrollan solo si se confina adecuadamente la zona en donde se espera la formación de las articulaciones plásticas. Pruebas experimentales reportan capacidad de ductilidad baja cuando no se cuenta con suficiente refuerzo transversal.
- En las pilas, se presentan los momentos plásticos calculados sólo si los refuerzos longitudinales cuentan con suficiente longitud de desarrollo, para que trabajen con su efectiva fuerza de fluencia. Estos momentos también se cumplen si se cuenta con las separaciones y recubrimientos adecuados.
- Para secciones huecas, es importante señalar que éstas deben contar con refuerzo adicional de confinamiento, como lo son los ganchos con dobleces de  $90^\circ$  y  $135^\circ$  en cada uno de sus extremos. Los reglamentos tienen restricciones que obligan adecuadamente a cumplir con este requerimiento.
- La ductilidad que proponen los reglamentos consultados, se desarrollan adecuadamente solo si se cumple con una distribución uniforme de refuerzo longitudinal, esto es para evitar menor longitud entre apoyos de los refuerzos transversales y evitar pandeo lateral después del desprendimiento del recubrimiento. Esto concuerda con los resultados reportados por Restrepo *et al.* en 2005.
- Las pilas con conexiones monolíticas a la superestructura, son capaces de tomar mayor cortante basal, ya que la superestructura contribuye en la suma del cortante hiperestático en los extremos de la pila, aunque este incremento de rigidez reduce la capacidad de deformación lateral y por tanto la ductilidad. Como consecuencia, los elementos estructurados de esta forma tienen menor ductilidad al desplazamiento.

Para futuras investigaciones se sugieren las siguientes líneas de trabajo:

- Analizar la contribución del comportamiento no lineal de neopreno. Los modelos estudiados consideran que los únicos elementos que pueden dañarse son las pilas, por lo que se podrían utilizar los mismos modelos pero incluyendo el comportamiento no lineal de los apoyos.
- En este trabajo sólo se estudiaron pocas tipologías de puentes carreteros, por lo que sería necesario estudiar más tipologías de puentes continuos. Incluso, se podría considerar parte no lineal de las trabes de la superestructura para algunos casos.



- Sería adecuado estudiar modelos de pilas de puentes mediante análisis más detallados, como por ejemplo con modelos de elementos finitos, para considerar de mejor forma aspectos como adherencia, agrietamiento, etc.
- Se podría complementar el trabajo con análisis paramétricos para cada tipología, considerando diversas variaciones de la longitud de las pilas y combinaciones de variaciones de la longitud de pilas entre los ejes de puente. También, se deberían estudiar puentes con otro número de ejes, porque todos los modelos estudiados tienen tres ejes de pilas.

# REFERENCIAS

---

American Association of State Highway and Transportation Officials "*Standard Supplement A Worked Example Using the Standards*", 2002

American Association of State Highway and Transportation Officials Load Resistance Factor Design, Bridge Design Specifications, 2010

American Concrete Institute, "*Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario*", 2008.

Carr, A. J. "*User manual for the 3-Dimensional Version, Ruaumoko 3D*", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2004.

Carr, A. J. "*The generation of in-elastic response spectra for earthquake acceleration records*", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Conference on Earthquake Engineering, 2003.

Caltrans Seismic Design Criteria (SDC) Version 1.6, Noviembre 2010.

Chopra K. A., "*Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*", Pearson, Third Edition, 2007

Cuevas Gonzalez Óscar y Fernández Villegas Francisco Robles, "*Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado*", Cuarta edición, Editorial Limusa, 2005.

Donea, J. y Jones P. M., "*Experimental and numerical methods in earthquake engineering*", Commission of the European Communities, Ispra, Italy, 1991

FEMA 273 "*Federal Emergency Management Agency*", Octubre 1997.

FEMA 356 "*Federal Emergency Management Agency*" Noviembre 2000.

FEMA 440 "*Federal Emergency Management Agency*" Junio 2005.

MDOC "*Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo*", Comisión Federal de Electricidad (CFE) e Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE), México, 2008

Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal, "*Edificaciones*", 2004

- Novelli Viviana Iris, Tesis de Maestría *"The unloading stiffness of reinforced concrete member"*, Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Italy, <http://www.roseschool.it/files/get/id/4472> Diciembre 2008.
- Priestley Nigel, Calvi Michele, Petrini Lorenza y Maggi Claudio *"Effects of damping modelling on results of time history analysis of RC bridges"*, Intituto Universitario di studi superiori, Pavia, Italy, 2006
- Priestley M.J.N. y Paulay T., *"Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Buildings"*, a wiley Interscience Publication, John Wiley y Sons, Inc., 1978.
- Park Robert y Paulay Thomas, *"Estructuras de Concreto Reforzado"*, Editorial Limusa, 1988
- Paz Mario, *"Dinámica Estructural, Teoría y Cálculo"*, Editorial Reverté S.A.1992
- Rascón Chávez Octavio A, Instituto Mexicano de Transporte (IMT 66.5), *"Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes vehiculares"*, publicación técnica No.243, Sanfandila, Qro, 2004.
- Restrepo Jose I., Seible Frieder, Stephan Bernd y Schoettler Matthew J. *"Seismic testing of bridge columns incorporating high-performance materials"*, ACI Structural Journal, Revista Técnica ACI No.103-S52 pp. 496-504, 2006
- Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), *"Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares"*, documento N.PRY.CAR.6.01.005/01, Sismo, 2005.
- Sánchez Badillo, A. y A. Terán Gilmore, *"Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: ejemplo de aplicación"* Revista de Ingeniería Sísmica, No. 78, pp. 47-71, 2008.
- Standard Specifications for Highway Bridges 17<sup>th</sup> Edition-2002 de la American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington D.C., 2002.
- Tonias Demetrio, y J. Zhao, *"Bridge Engineering"* Segunda Edición, Editorial Limusa, 2006.
- Tzu Cheng y Hsu Thomas, *"Analysis and design of square and rectangular columns by equation of failure surface"*, Revista Técnica No. 85-S20, ACI Structural Journal, March 1988.
- Wang , Q. H. Ai, H., N. Li, B. J. Si y Z. G. Sun, *"Displacement based seismic design of RC bridge piers: method and experimental evaluation"*, 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.
- Yeh Y.-K., Mo Y.L. y Yang C.Y., *"Seismic Performance of Rectangular Hollow Bridge Columns"*, pp 60-68, Revista Técnica No. 1, Vol. 128 ACI Journal of Structural Engineering, Enero 2002.
- Yeh Y.-K., Mo Y.L. y Yang C.Y., *"Seismic Performance of Hollow Circular Bridge Piers"*, pp 862-871, Revista Técnica No.6, Vol.98, ACI Journal of Structural Engineering, Noviembre-Diciembre 2001.

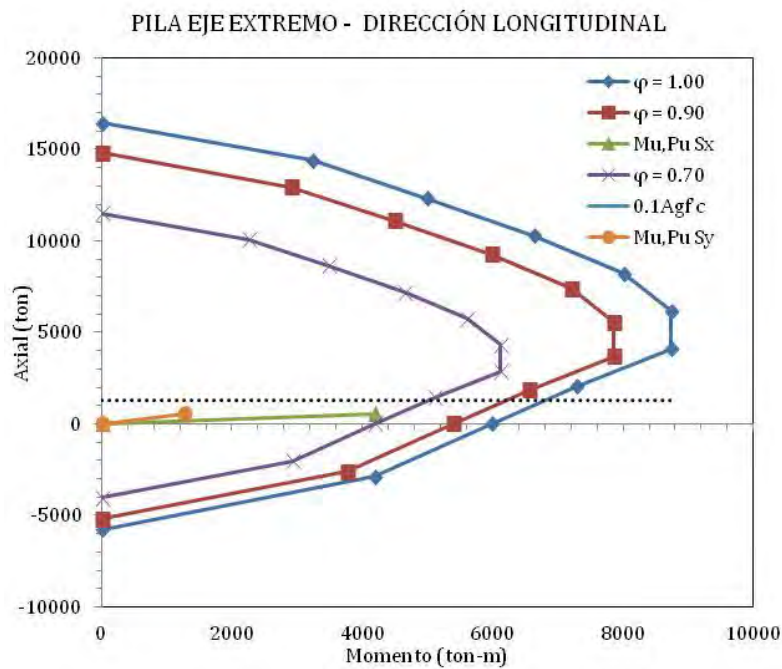
# APÉNDICE A

## Diagramas de Interacción de Pilas

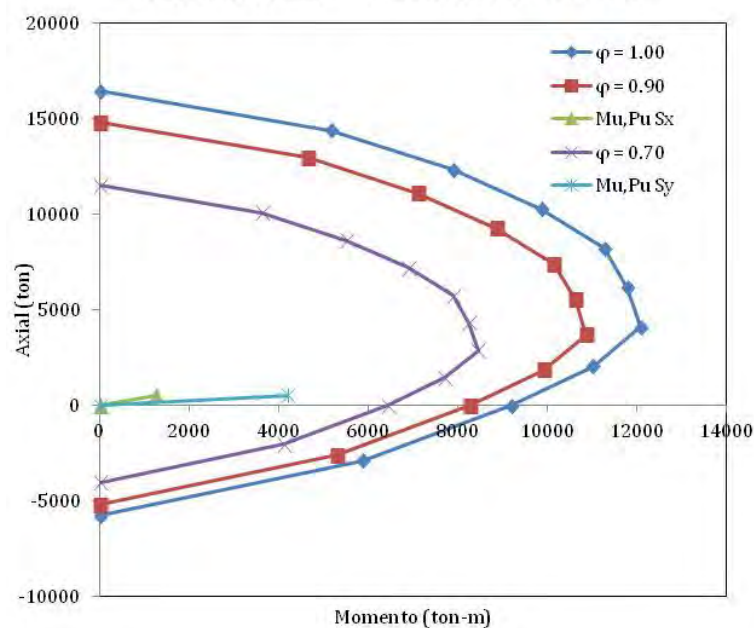
### A.1. INTRODUCCIÓN

En este apéndice se muestran los diagramas de interacción de todas las columnas de los modelos empleados, las cuantías de refuerzo longitudinal que se muestran en el capítulo 4, así como también la geometrías de las secciones de cada uno de los modelos de los puentes estudiados

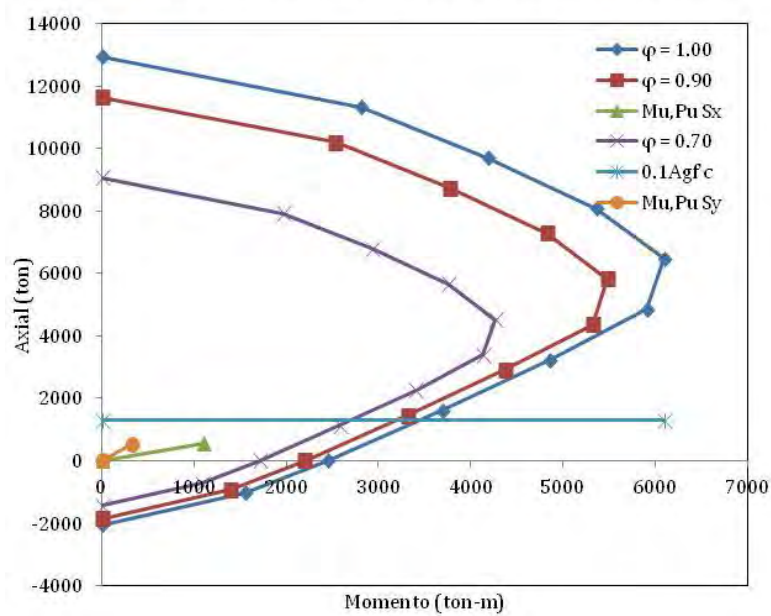
### A.2. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-01

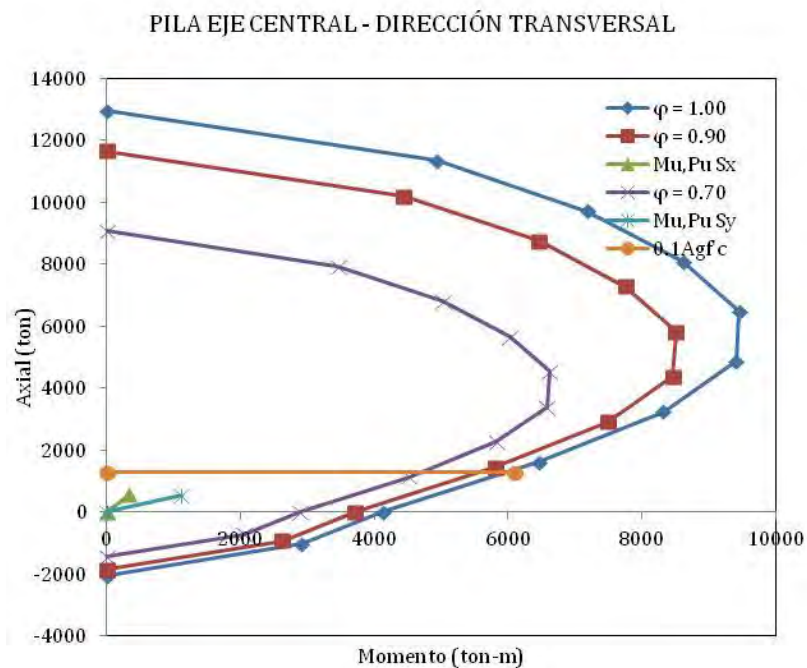


PILA EJE EXTREMO - DIRECCIÓN TRANSVERSAL

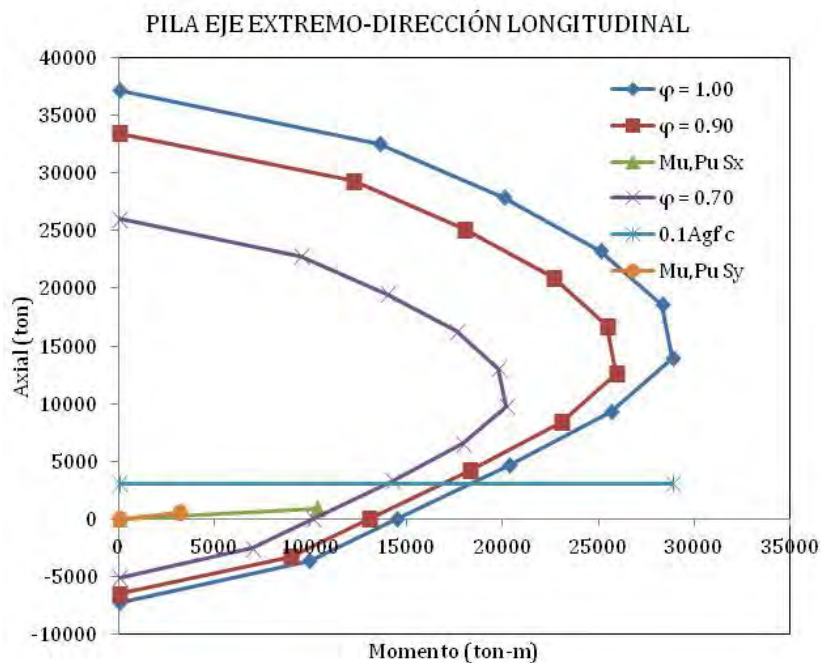


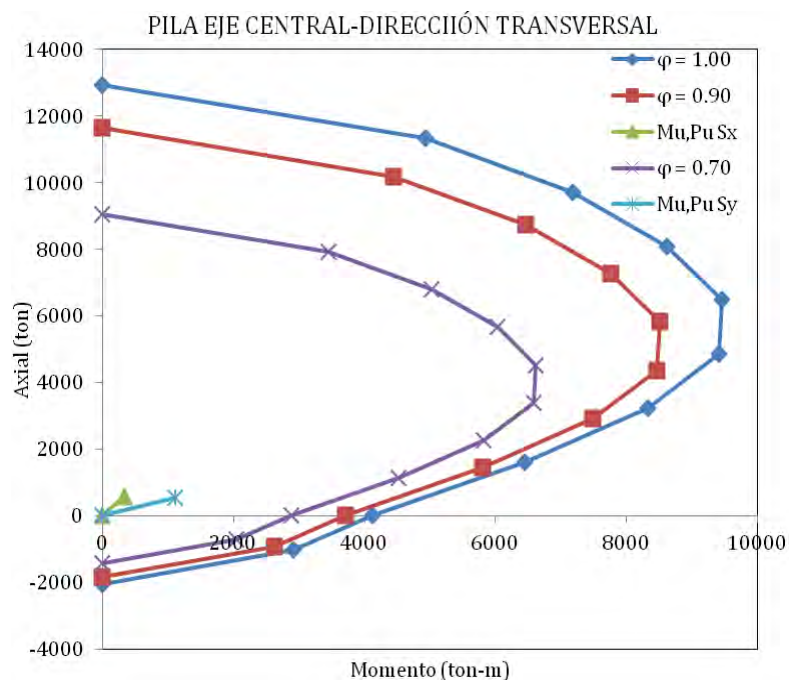
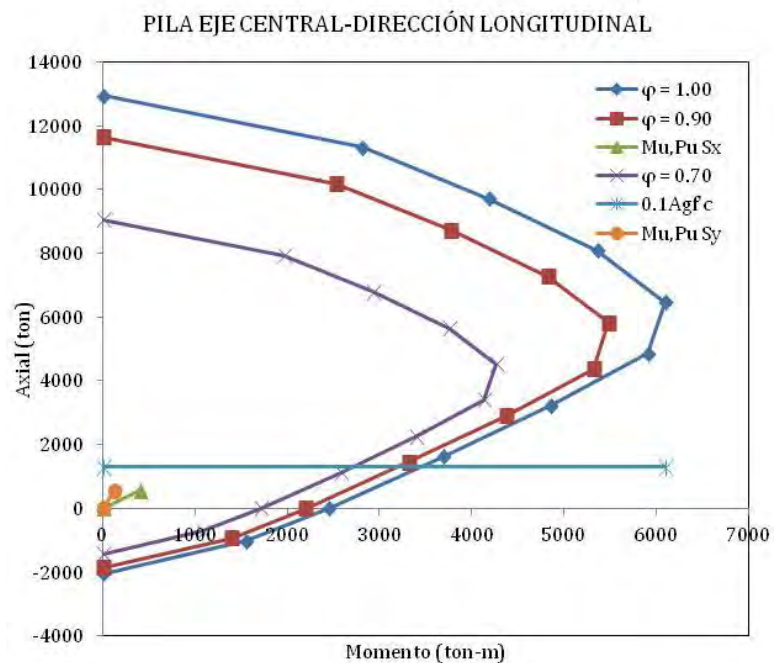
PILA EJE EXTREMO - DIRECCIÓN LONGITUDINAL



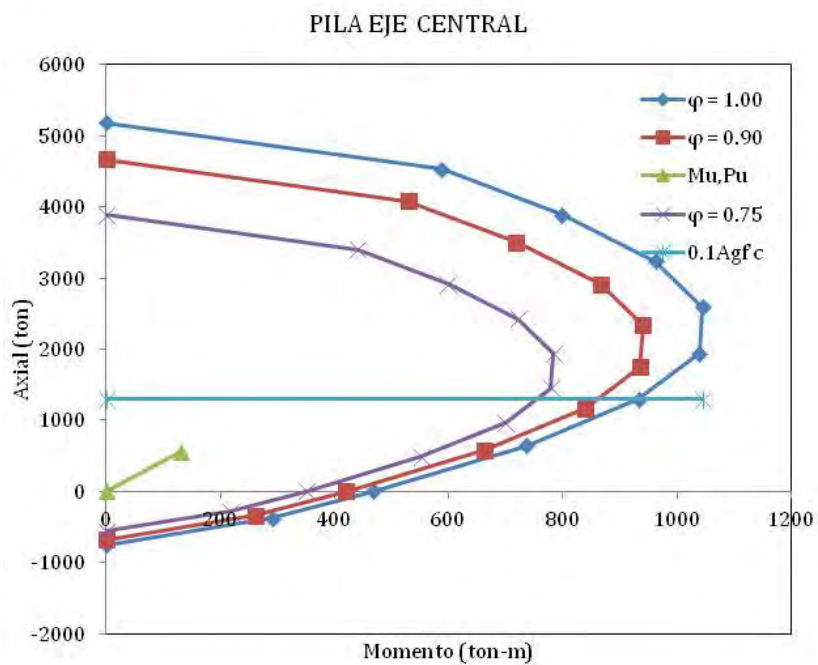
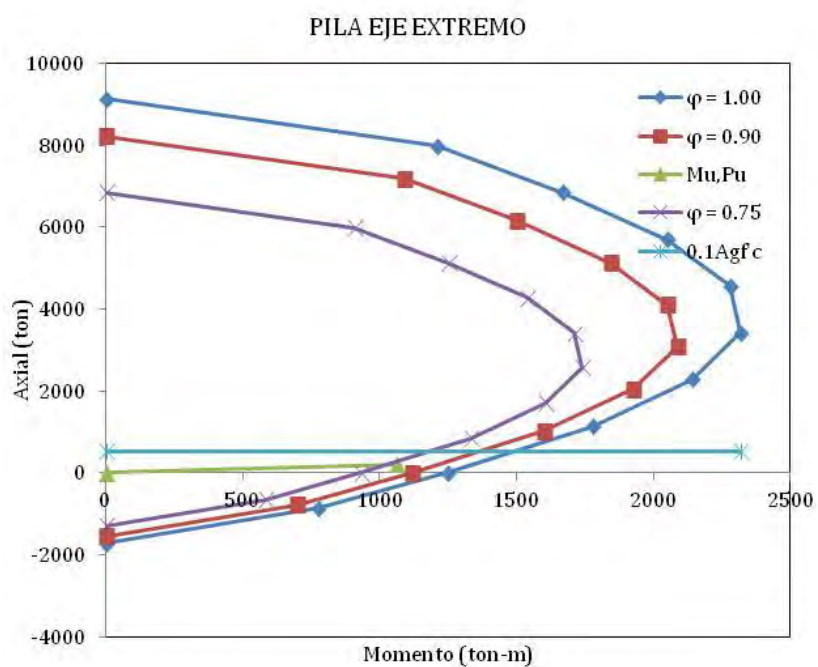


### A.3. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-02

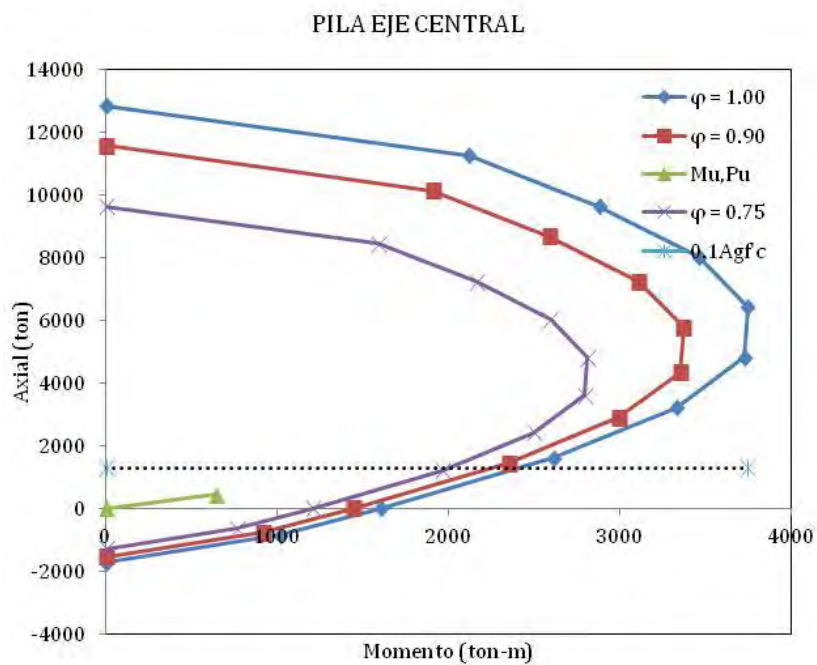
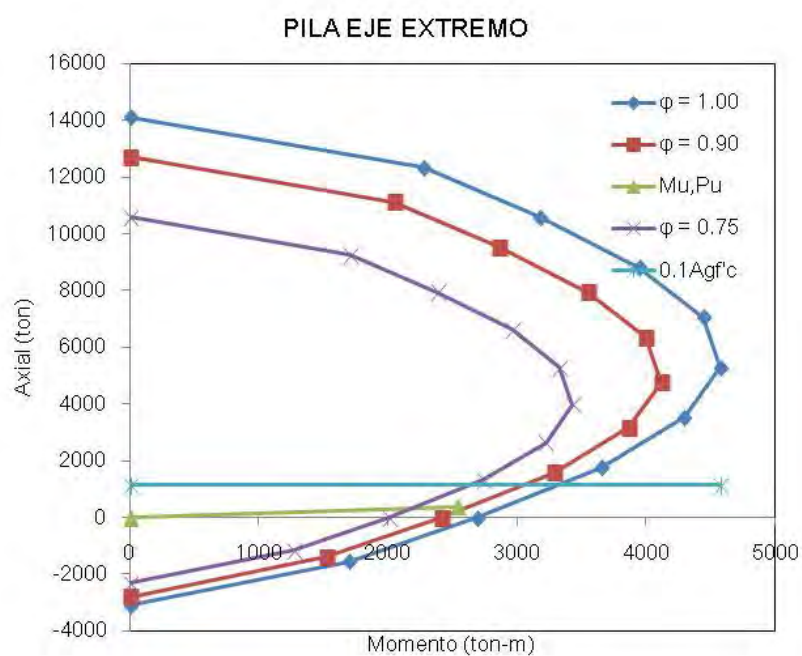




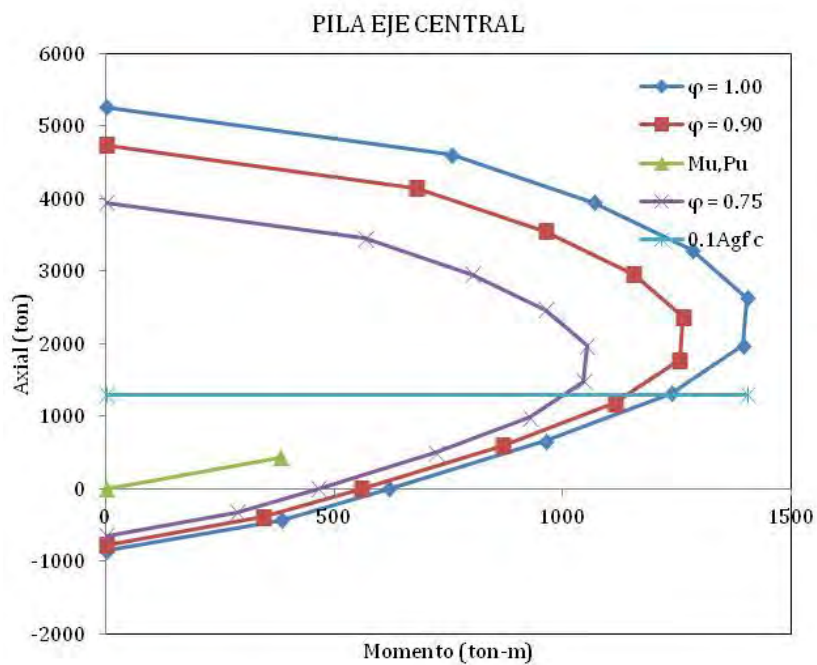
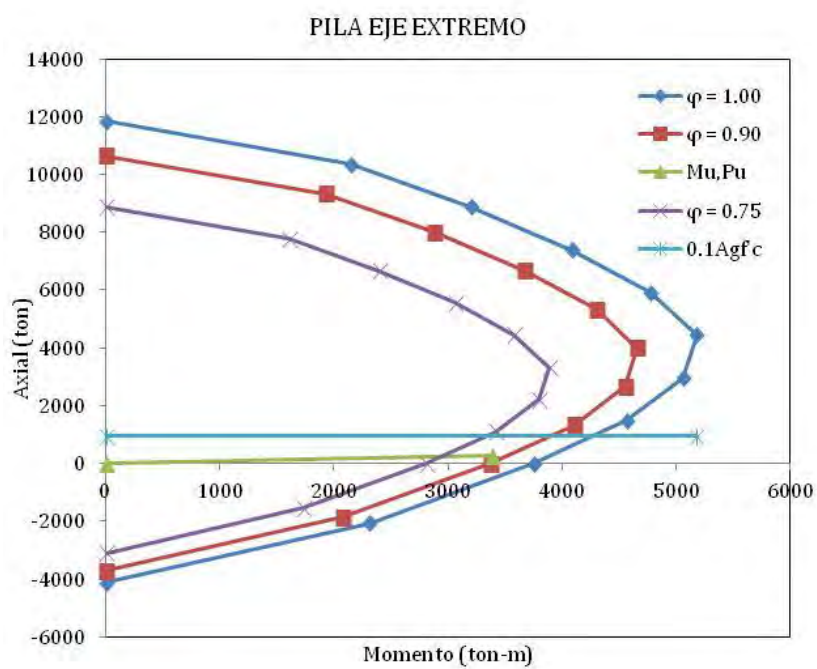
#### A.4. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-03

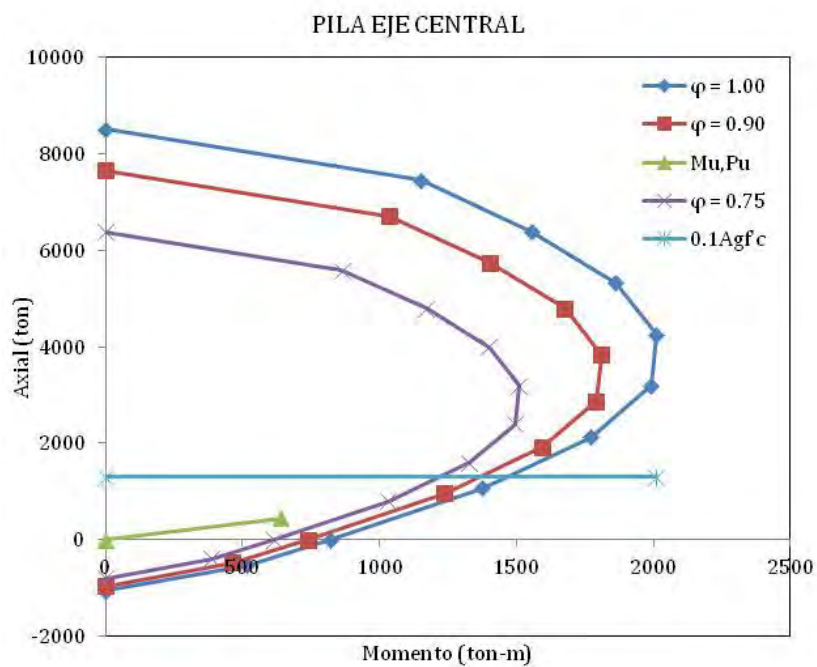
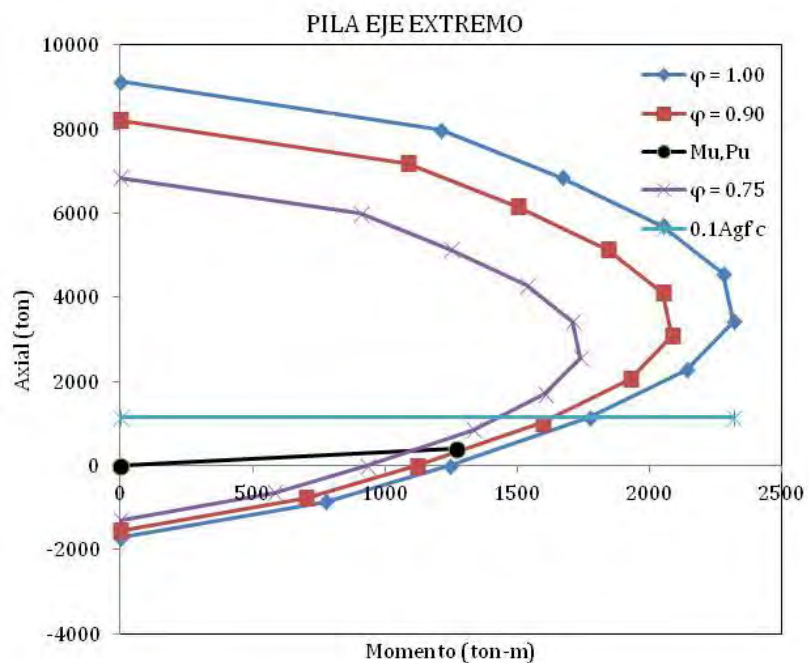




**A.5. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-04**

## A.6. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-05



**A.7. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE LAS PILAS DEL MODELO M-06**

# APÉNDICE B

## Curvas de Capacidad de las Pilas

---

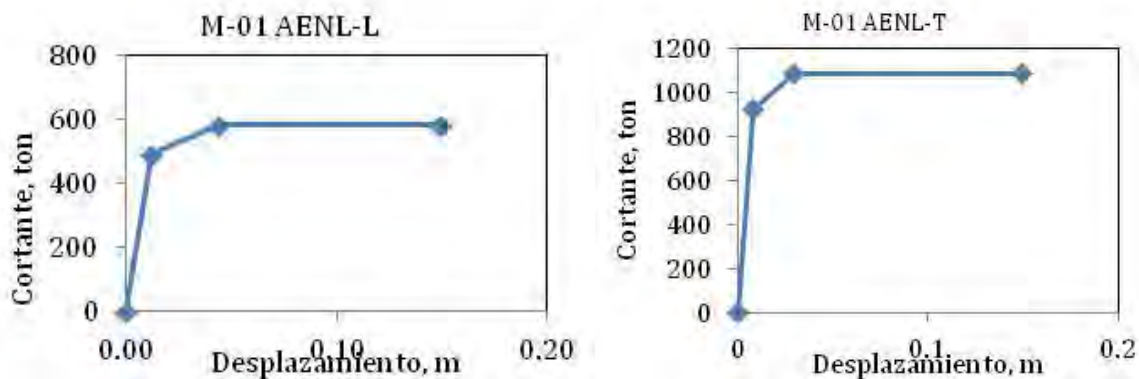
### B.1. INTRODUCCIÓN

En este apéndice se muestran las curvas de capacidad obtenidas en los Análisis Push-over para todos los modelos. Este apéndice se complementa con los resultados de ductilidad calculada en el capítulo 5.

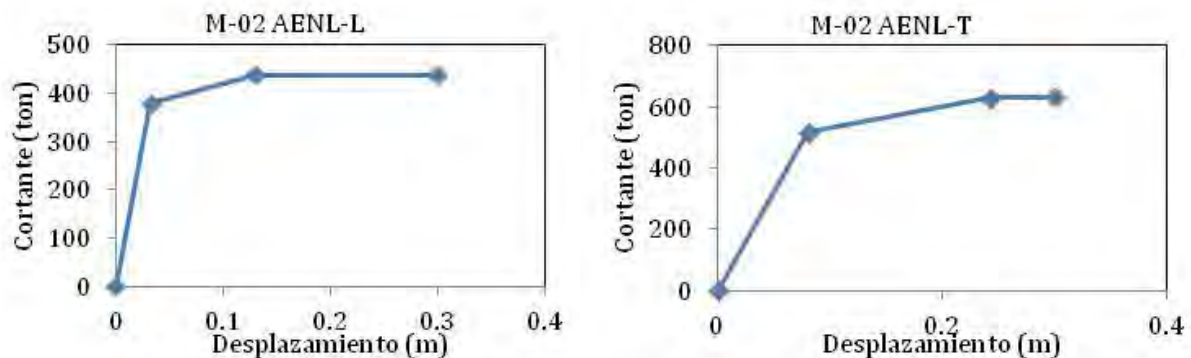
### SIMBOLOGÍA

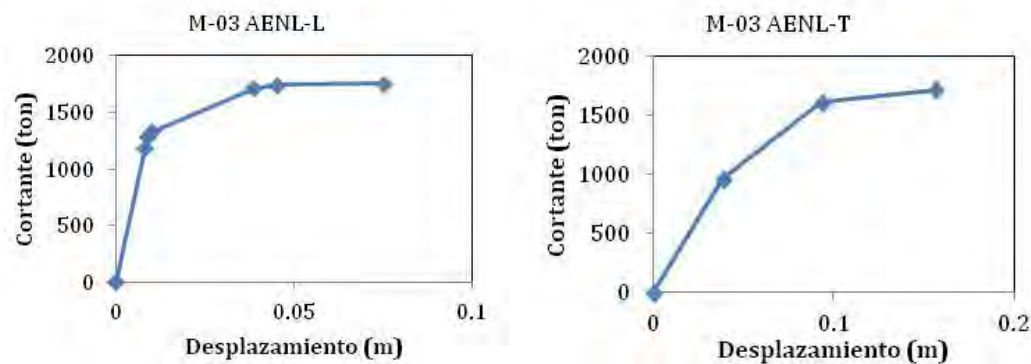
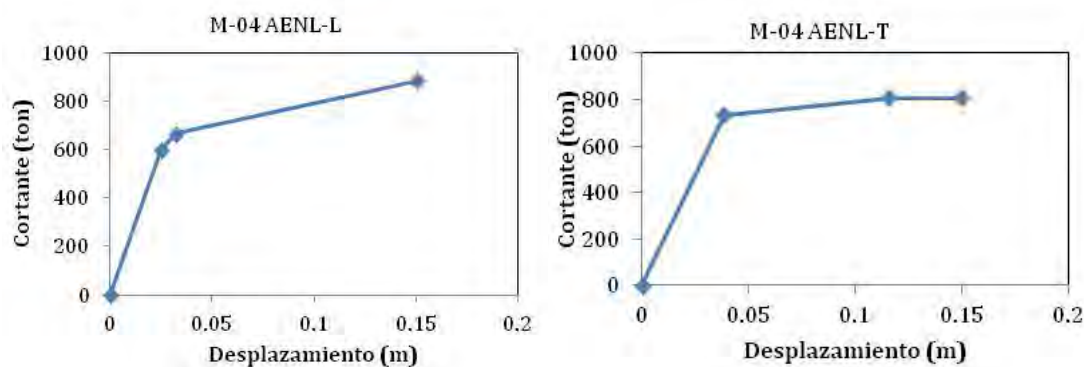
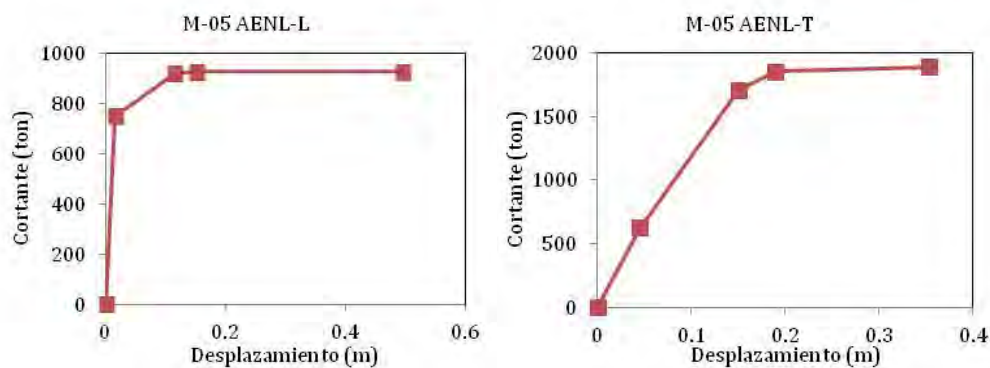
M-01 AENL - L = Modelo M-01 Análisis Estático No Lineal Sentido Longitudinal

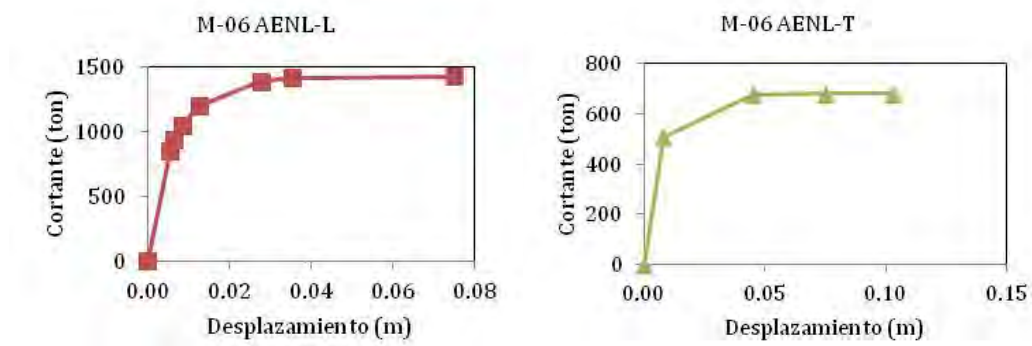
### B.2. CURVA DE CAPACIDAD DEL MODELO M-01



### B.3. CURVA DE CAPACIDAD DEL MODELO M-02



**B.4. CURVA DE CAPACIDAD DEL MODELO M-03****B.5. CURVA DE CAPACIDAD DEL MODELO M-04****B.6. CURVA DE CAPACIDAD DEL MODELO M-05**

**B.7. CURVA DE CAPACIDAD DEL MODELO M-06**

# APÉNDICE C

## Curvas de Comportamiento de Pilas

---

### C.1. INTRODUCCIÓN

En este apéndice se muestran todas las curvas de comportamiento histerético obtenido de los Análisis Dinámico No Lineal de las pilas eje extremo de todos los modelos de puentes estudiados. Este apéndice se complementa con las graficas de ductilidades calculadas en el capítulo 6.

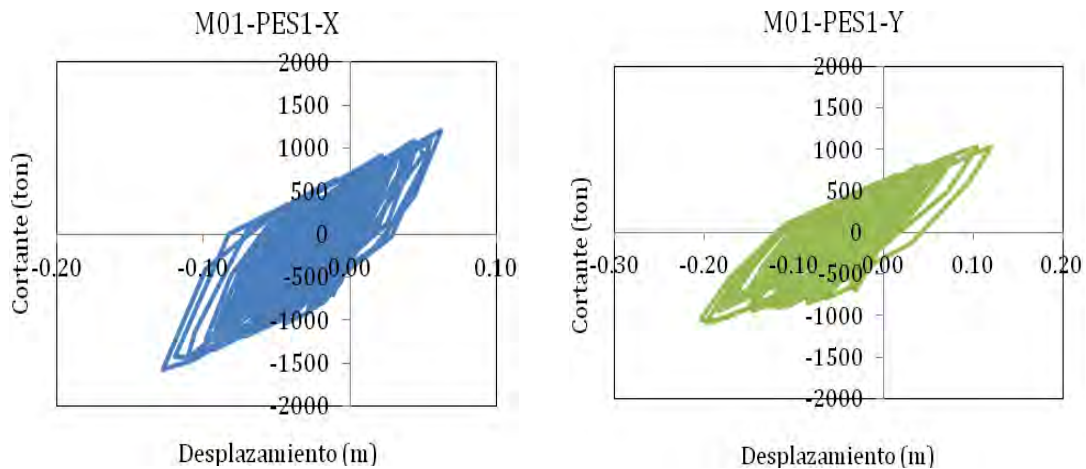
#### Simbología:

M01-PES1-X = (Modelo M-01)-(Sismo 1)-(Dirección X)

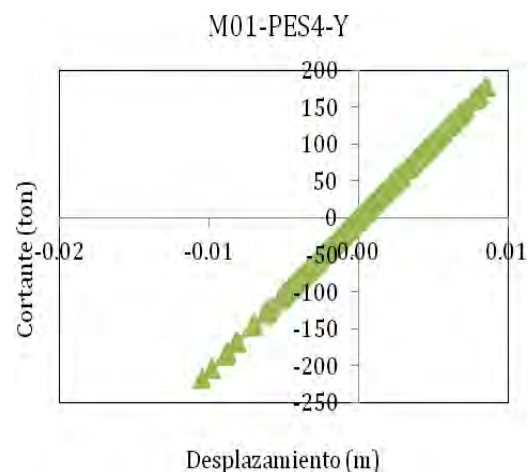
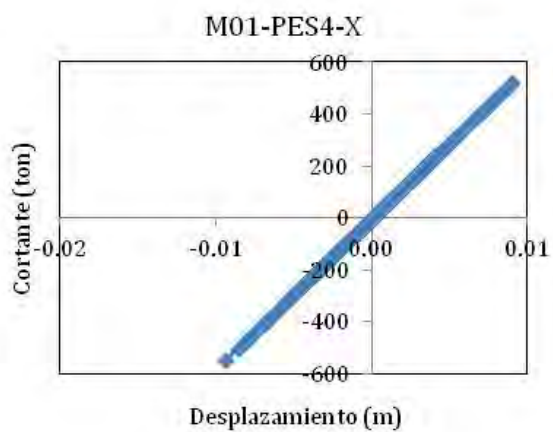
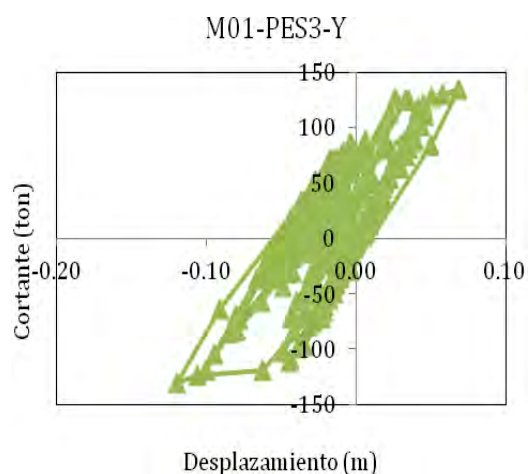
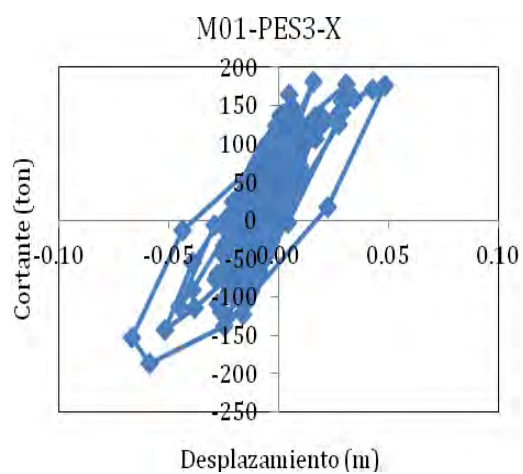
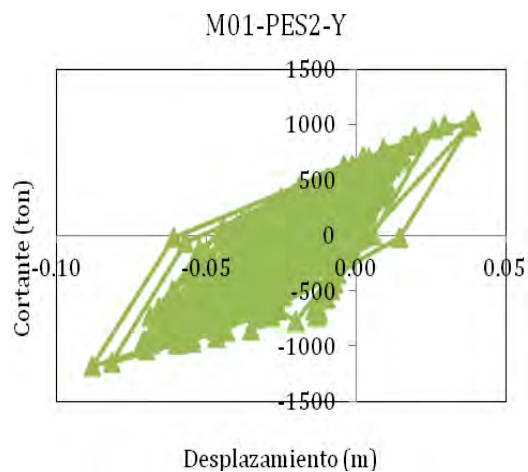
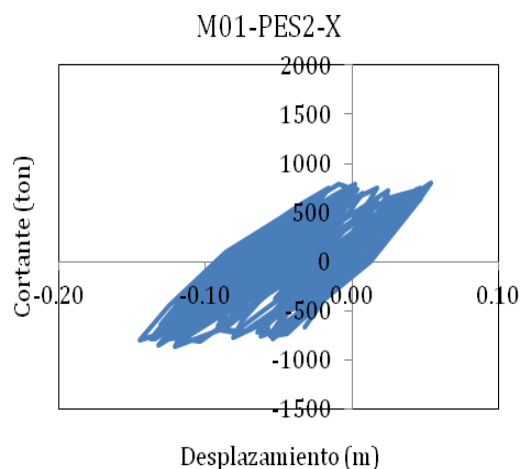
Dirección X = Sentido transversal al puente

Dirección Y = Sentido longitudinal al puente

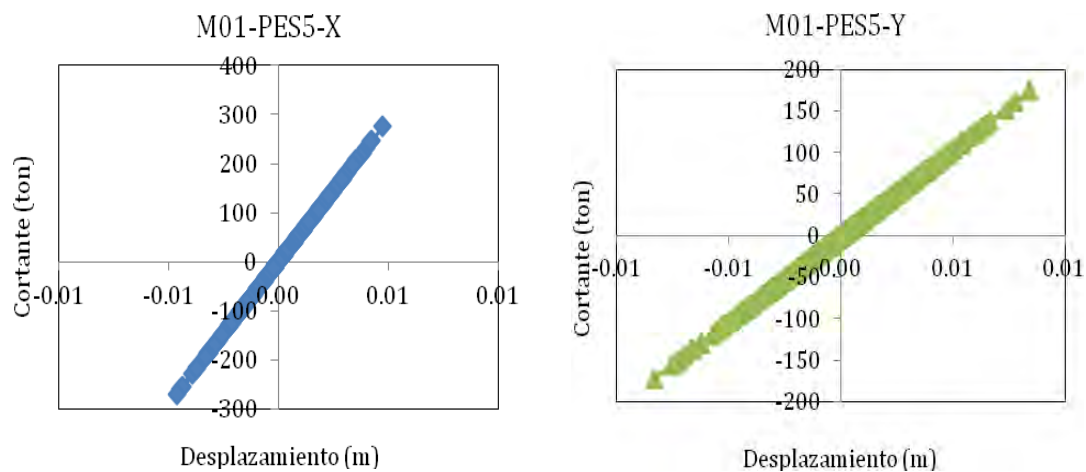
### C.2. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE MODELO M-01



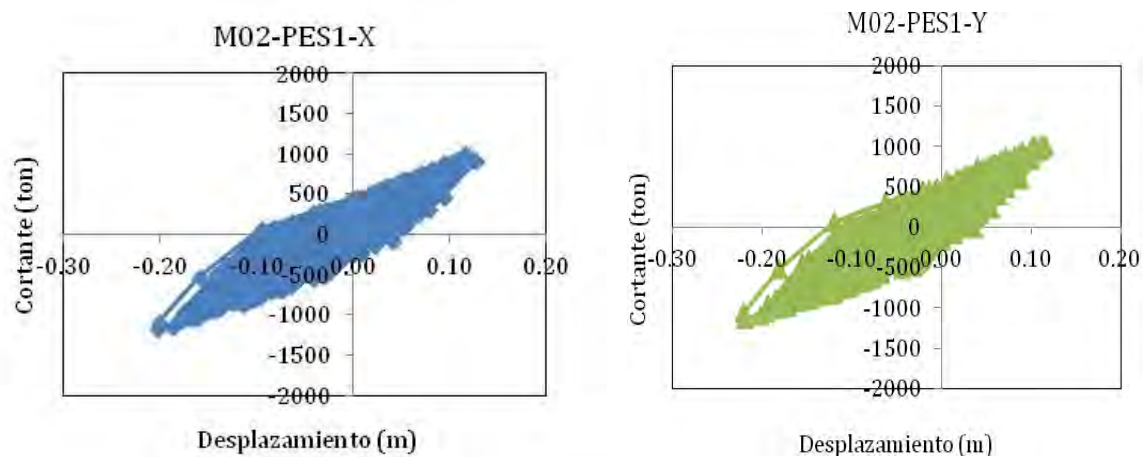


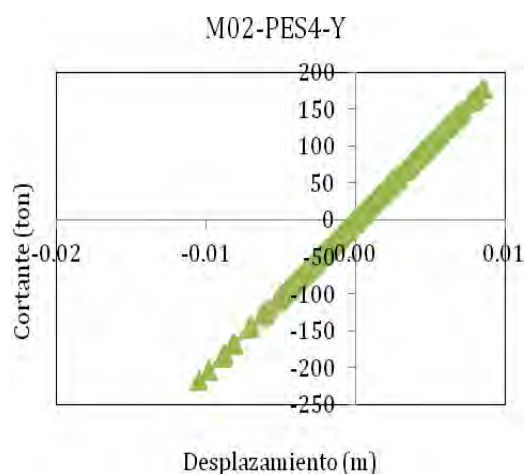
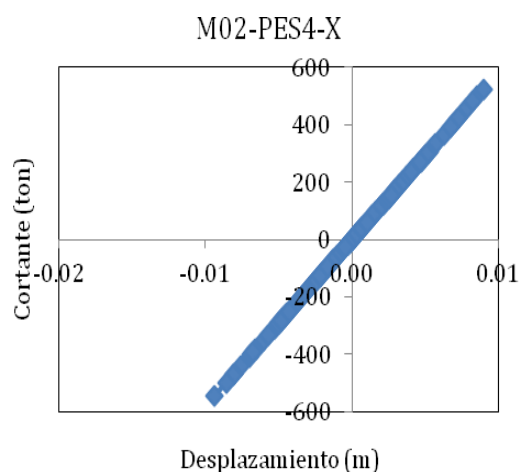
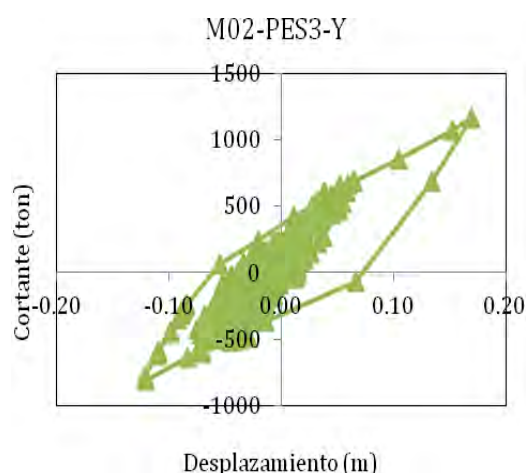
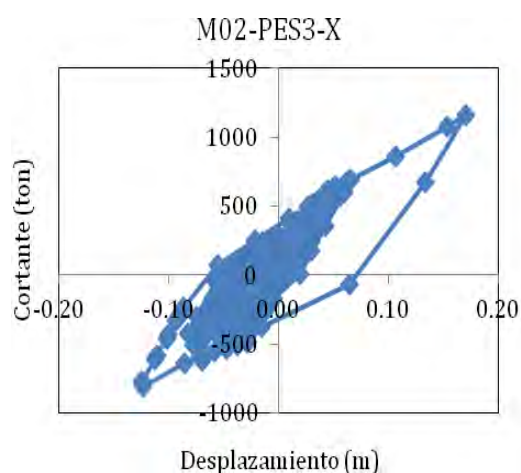
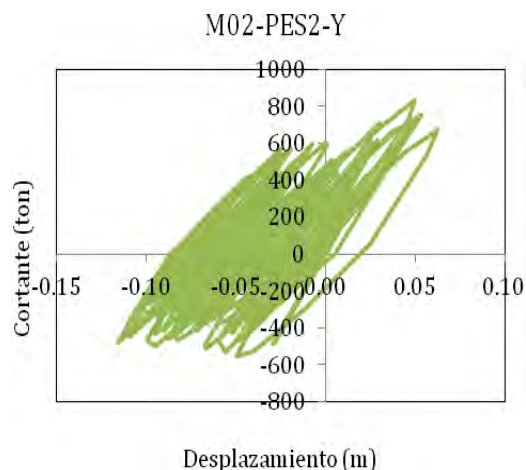
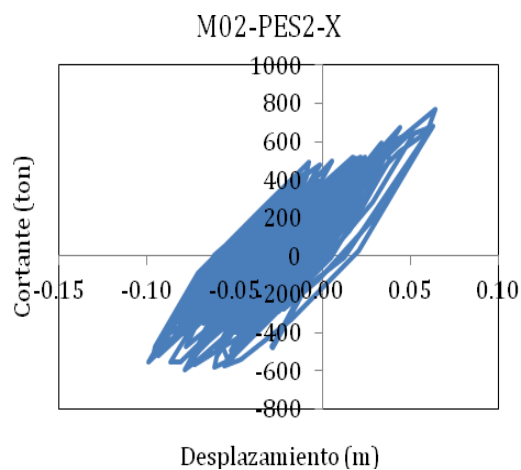


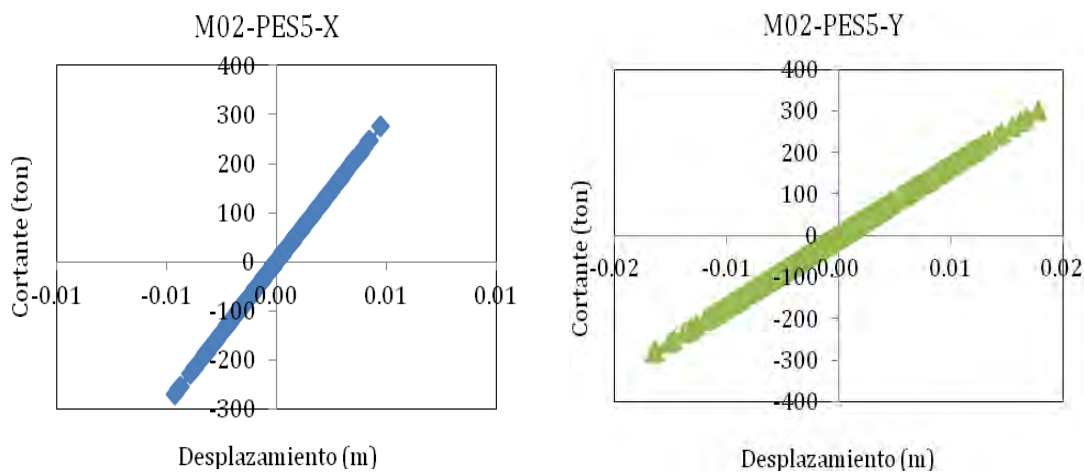




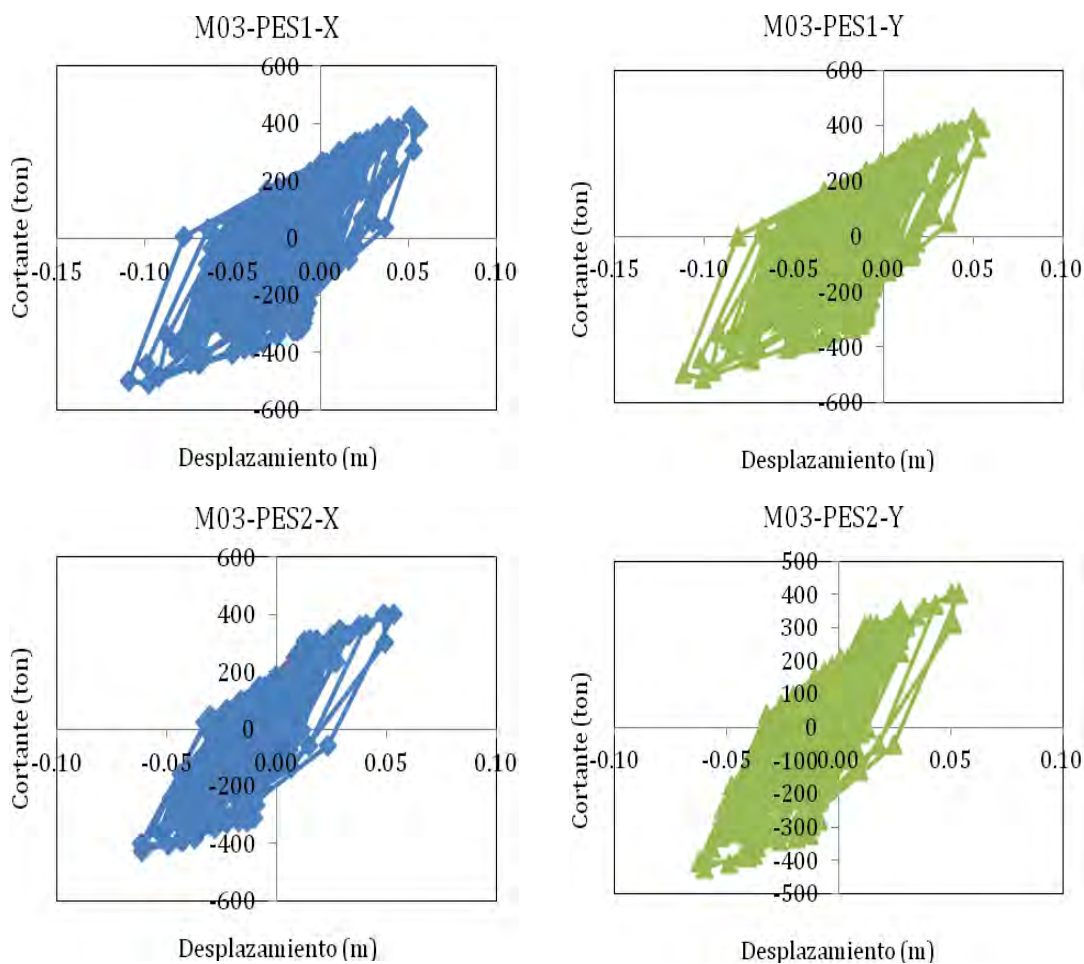
## C.2. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE MODELO M-02

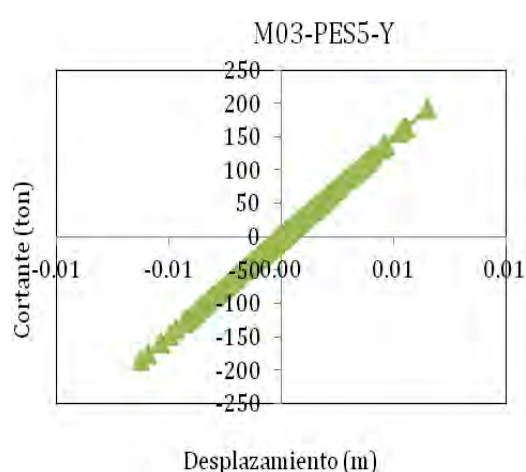
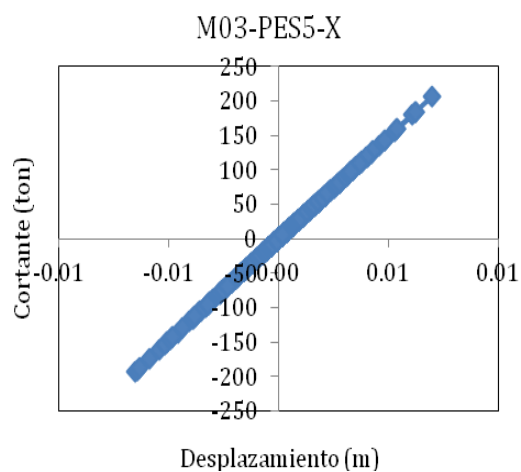
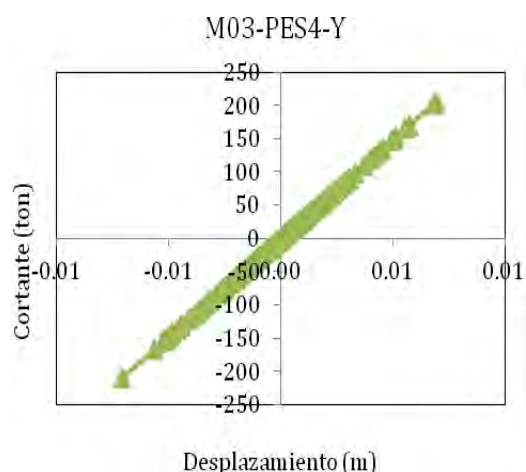
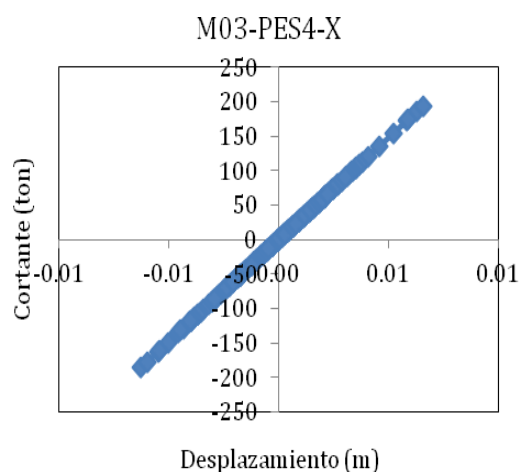
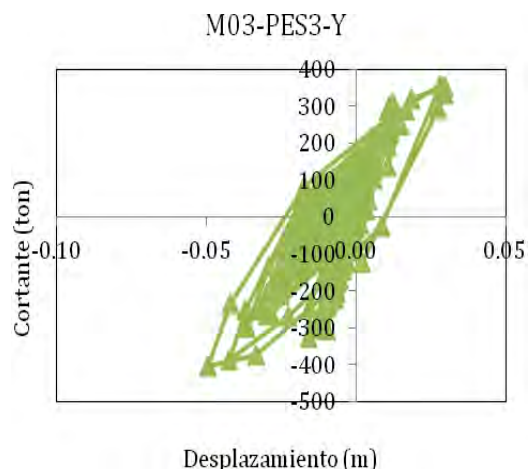
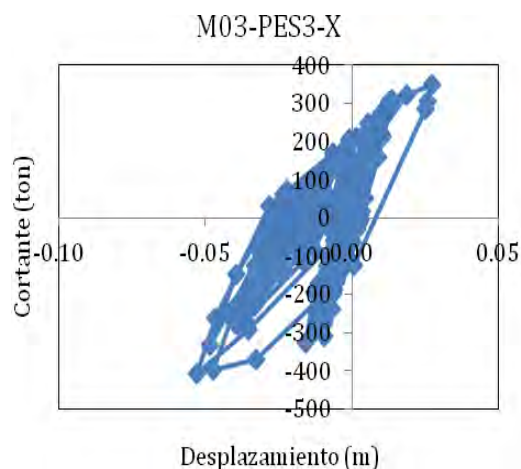


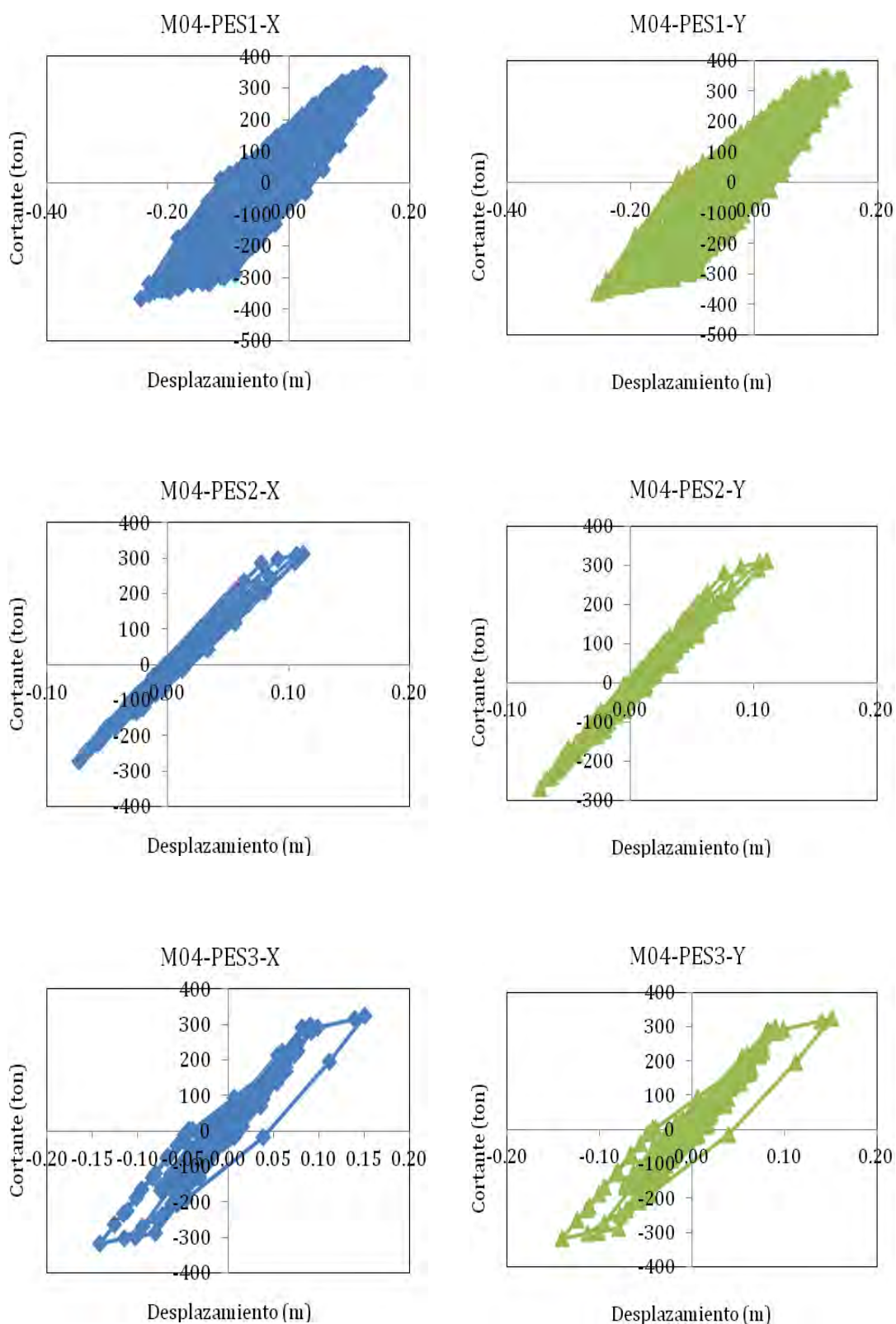




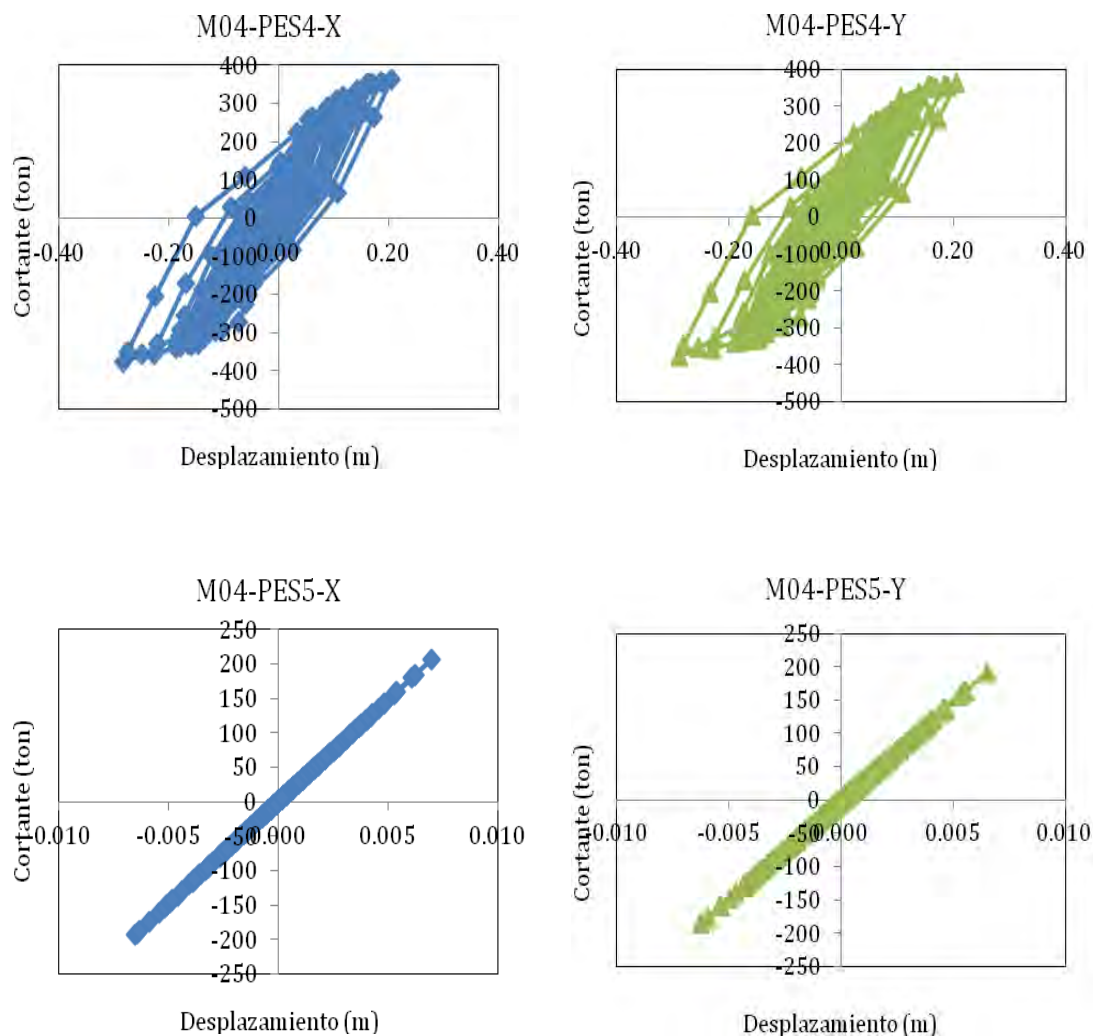
## C.2. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE MODELO M-03



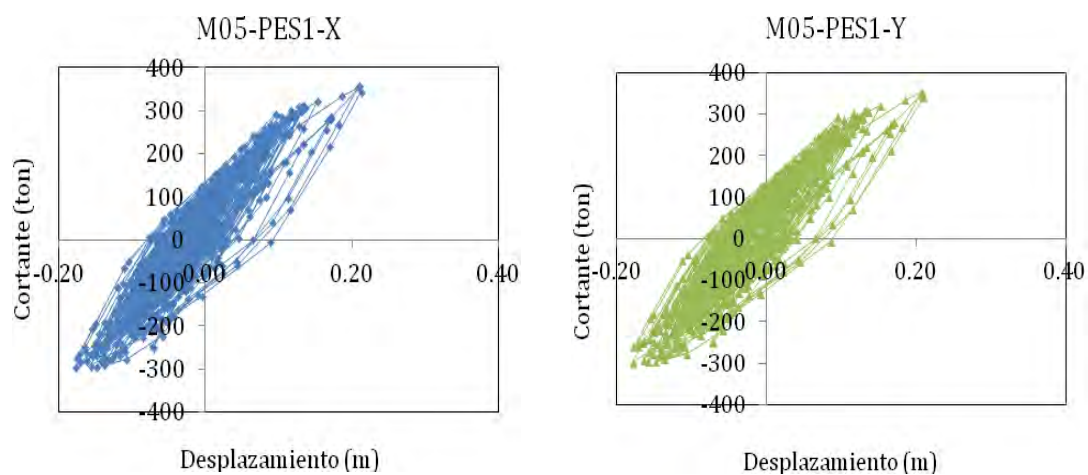


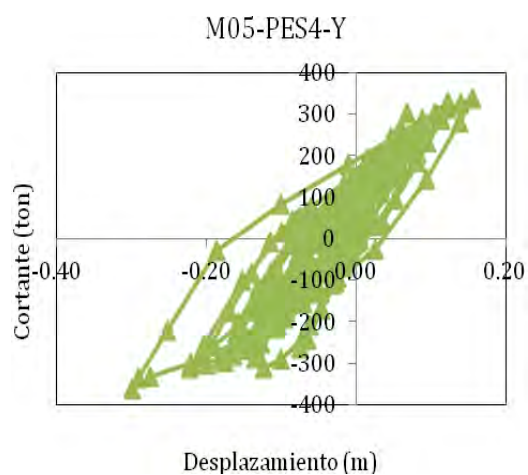
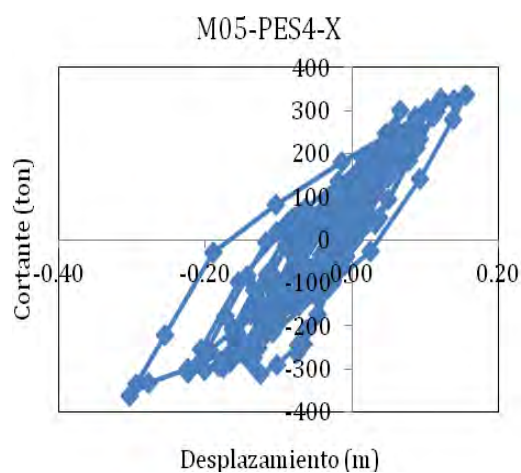
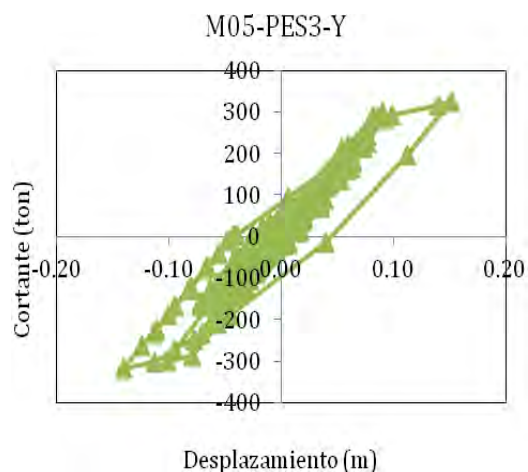
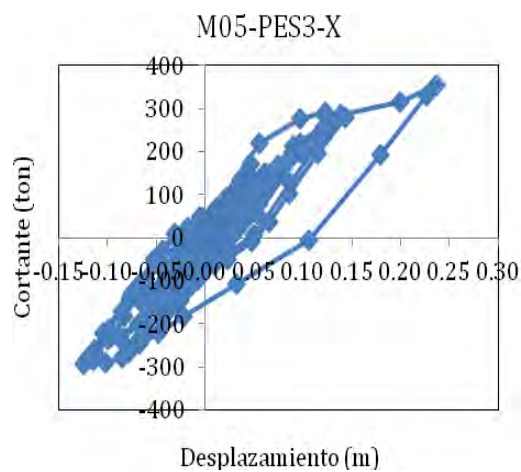
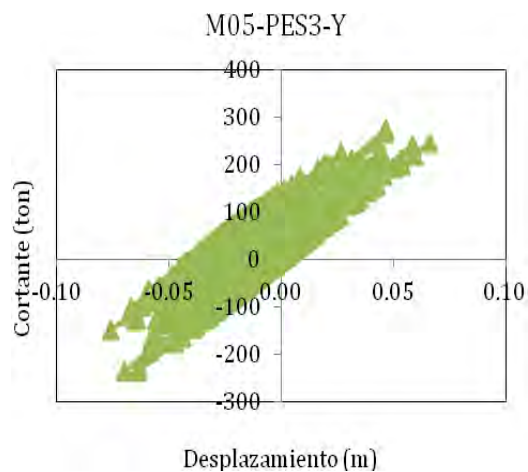
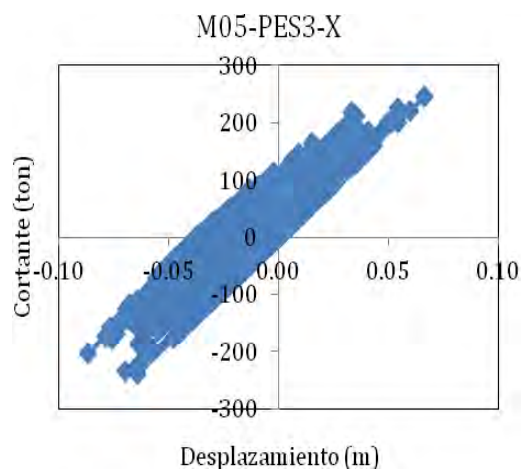
**C.2. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE MODELO M-04**

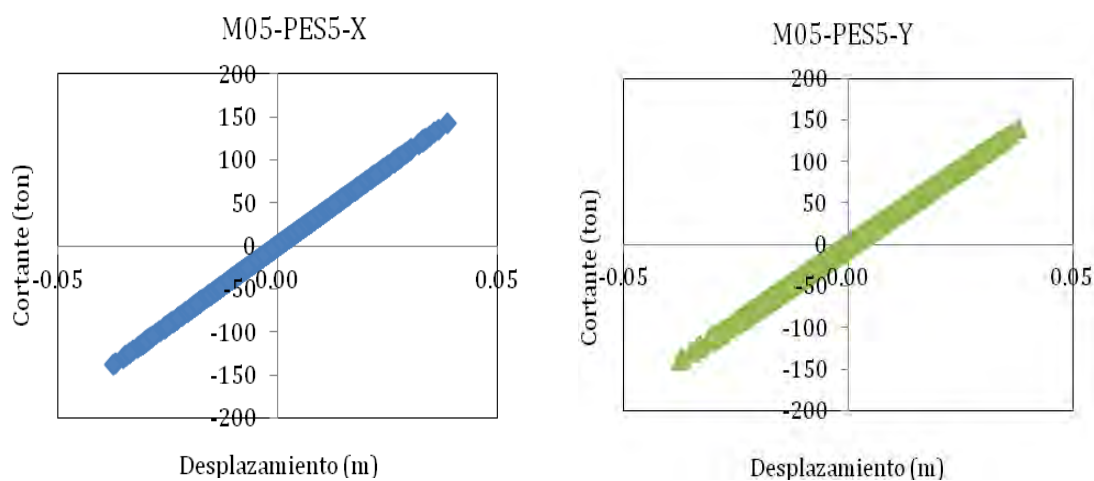




## C.2. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE MODELO M-05







## C.2. CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE MODELO M-06

